

Márcia Maria dos Anjos Mascarenha possui graduação em Engenharia Civil pela Universidade Federal do Piauí (UFPI), mestrado e doutorado em Geotecnia pela Universidade de Brasília (UnB). Realizou Doutorado Sanduíche na Universitat Politècnica de Catalunya em Barcelona (UPC). É Professora Associada da Universidade Federal de Goiás, onde atua no Curso de Graduação em Engenharia Ambiental e no Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Estruturas e Construção Civil (PPGGECON), do qual foi coordenadora. Atua em linhas de pesquisa voltadas para erosões, solos não saturados, solos tropicais, reutilização de resíduos e ensaios laboratoriais. Foi membro da Diretoria da Comissão Técnica de Solos Não Saturados da Associação Brasileira de Mecânica dos Solos (ABMS).

Francisco Chagas da Silva Filho é Engenheiro Civil com mestrado e doutorado em Geotecnia pela Universidade Federal do Rio de Janeiro (UFRJ). Fez pós-doutorado em Geotecnia pela Universidade Federal do Rio de Janeiro. Atualmente é professor associado da Universidade Federal do Ceará (UFC), atuando na graduação em Engenharia Civil e no Programa de Pós-Graduação em Geotecnia. Tem experiência na área de Engenharia Civil, com ênfase em Mecânica dos Solos, atuando, principalmente, nos seguintes temas: barragens, solos não saturados, modelagem constitutiva do comportamento mecânico de solos e resíduos e instrumentação de obras geotécnicas. Foi presidente da Comissão Técnica de Solos Não Saturados da Associação Brasileira de Mecânica dos Solos (ABMS).

Roger Augusto Rodrigues possui Graduação em Engenharia Civil pela Faculdade de Engenharia da Unesp de Ilha Solteira (FE/Unesp) e Mestrado em Engenharia Civil pela mesma instituição, Doutorado em Geotecnia pela Escola de Engenharia de São Carlos (EESC/USP). Realizou Doutorado Sanduíche na Universitat Politècnica de Catalunya em Barcelona (UPC) e estágio de Pós-Doutorado no Departamento de Geotecnia da Escola de Engenharia de São Carlos (EESC/USP). Atualmente é Professor Associado MS5.2 na Faculdade de Engenharia da Unesp de Bauru (FE/Unesp). Tem experiência na área de Engenharia Civil (Geotecnia), com ênfase em Mecânica dos Solos, atuando principalmente nos seguintes temas: solos não saturados com ênfase em solos colapsíveis, estabilidade de taludes, teoria da plasticidade, modelagem do comportamento termo-hidro-mecânico (THM) acoplado de solos não saturados e interação solo-atmosfera. Foi membro da Diretoria da Comissão Técnica de Solos Não Saturados da Associação Brasileira de Mecânica dos Solos (ABMS).

Este livro reúne contribuições relevantes sobre diferentes tópicos no contexto dos solos não saturados. Aqui, foram tratados temas relacionados aos fundamentos, às propriedades, ao comportamento e à presença e ao uso desses solos em obras geotécnicas. Ao todo, participaram da elaboração dos capítulos 70 autores, envolvendo diversos perfis acadêmicos e profissionais. Fruto dessa diversidade, o livro não tem a pretensão de uniformizar os entendimentos e as abordagens sobre os diferentes temas tratados. Optou-se por respeitar a total liberdade dos autores.

Embora o foco principal do livro seja os solos em estado não saturado, será percebida, ao longo de vários capítulos, frequente referência e ênfase ao comportamento dos solos tropicais e suas peculiaridades. Tal ênfase é reflexo da predominância desse tipo de solo no Brasil e da experiência acumulada pelo corpo de autores com esse tipo de material.

Esta obra é dirigida a estudantes, profissionais e pesquisadores interessados em estudar, entender e aprimorar os conhecimentos sobre os solos não saturados e vislumbra, antes de tudo, a transferência de conhecimentos, reafirmando, assim, o caráter social do livro, que é voltado para a popularização da ciência. A organização desta segunda edição do livro foi uma iniciativa da Comissão Técnica de Solos Não Saturados da Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica - ABMS.



COMISSÃO DE SOLOS NÃO SATURADOS

SÓLOS NÃO SATURADOS NO CONTEXTO GEOTÉCNICO



SÓLOS NÃO SATURADOS NO CONTEXTO GEOTÉCNICO

ORGANIZADORES

JOSÉ CAMAPUM DE CARVALHO

GILSON DE FARIAS NEVES GITIRANA JUNIOR

SANDRO LEMOS MACHADO

MÁRCIA MARIA DOS ANJOS MASCARENHA

FRANCISCO CHAGAS DA SILVA FILHO

ROGER AUGUSTO RODRIGUES

ORGANIZADORES

José Camapum de Carvalho é graduado em Engenharia Civil pela Universidade de Brasília (UnB) e em Administração e Direito pelo Centro Universitário de Brasília (UniCEUB). É mestre em Engenharia Civil pela Universidade Federal da Paraíba (UFPB) e doutor pelo Instituto Nacional de Ciências Aplicadas (INSA) de Toulouse, França. Fez pós-doutorado na Universidade Laval, Quebec, Canadá, e participou de curso de treinamento no Japão sob coordenação da Agência de Cooperação Internacional do Japão (JICA). É Pesquisador Colaborador da Universidade de Brasília, Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, e Pesquisador Vinculado ao Instituto Geotécnico de Reabilitação do Sistema Encosta - Planície - REAGEO. Atua em linhas de pesquisa voltadas para estudos de solos tropicais, solos não saturados, erosões, obras de terra, fundações e pavimentação. Foi presidente, por duas gestões, do Núcleo Centro-Oeste da Associação Brasileira de Mecânica dos Solos (ABMS) e Coordenador do Programa de Pós-Graduação em Geotecnia da Universidade de Brasília. Foi presidente da Comissão Técnica de Solos Não Saturados da Associação Brasileira de Mecânica dos Solos (ABMS).

Gilson de Farias Neves Gitirana Junior é graduado em Engenharia Civil pela Universidade Federal do Amazonas (UFAM). É mestre em Geotecnia pela Universidade de Brasília (UnB) e doutor pela Universidade de Saskatchewan, Saskatoon, Canadá. Fez pós-doutorado, também, na Universidade de Saskatchewan e na Universidade de Ottawa, Canadá. É Professor Titular da Universidade Federal de Goiás (UFG), onde atua no Curso de Graduação em Engenharia Civil e no Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Estruturas e Construção Civil, do qual foi coordenador. Atua em linhas de pesquisa voltadas para estudos de solos não saturados, aplicados em barragens e estabilidade de encostas, gerenciamento de riscos, obras de terra e fundações envolvendo solos colapsíveis e expansivos. Participa de pesquisas sobre os fundamentos teóricos de solução computacionais para a Engenharia Geotécnica. Foi presidente da Comissão Técnica de Solos Não Saturados da Associação Brasileira de Mecânica dos Solos (ABMS).

Sandro Lemos Machado possui graduação em Engenharia Civil pela Universidade Federal da Bahia (UFBA), Mestrado e Doutorado em Geotecnia pela Universidade de São Paulo (USP). Desenvolveu estágio Pós-Doutoral na Universidade Joseph Fourier, França. Atualmente, é professor da Universidade Federal da Bahia. Tem experiência na área de Engenharia Civil, com ênfase em Mecânica dos Solos, atuando, principalmente, nos seguintes temas: solos não saturados, transporte de poluentes miscíveis e não miscíveis, barreiras de contenção, monitorização ambiental de aterros sanitários, comportamento mecânico dos resíduos sólidos urbanos, diagnóstico ambiental e técnicas de remediação e geofísica aplicada. Foi presidente da Comissão Técnica de Solos Não Saturados da Associação

Solos não saturados no contexto geotécnico

2ª edição

Patrocínio

O livro “**Solos não saturados no contexto geotécnico**”, em formato de e-book, contou, em sua segunda edição, com o apoio dos seguintes patrocinadores:

Patrocinadores Diamante

Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
Fugro *In situ* Geotecnia Ltda

Patrocinadores Ouro

CEHIGE - Centro de Estudos Hidrológicos e Geotécnicos - UFG
Contech - Controle Tecnológico
Núcleo Regional Bahia
Núcleo Regional Centro-Oeste
Núcleo Regional Minas Gerais
Núcleo Regional Rio de Janeiro
Núcleo Regional São Paulo

Patrocinadores Prata

Embre Empresa Brasileira de Engenharia e Fundações Ltda
FUNDUNESP - Fundação para o Desenvolvimento da UNESP
Laboratório de Geotecnia Ambiental - UFBA
Laboratório de Geotecnia - UFCA
Laboratório de Mecânica dos Solos e Pavimentação - UFC
Maccafferi do Brasil
Núcleo Regional Nordeste

Maiores informações sobre os referidos patrocinadores constam nas páginas iniciais e finais deste livro.



O MELHOR DA GEOTECNIA ESTÁ AQUI!

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA - ABMS

Com mais de 70 anos de história, a ABMS desenvolve estratégias e atividades para atender seus associados e servir à sociedade civil em assuntos relacionados à Engenharia Geotécnica. Congregando associados individuais e corporativos, conta com 10 Núcleos Regionais, Comitê Brasileiro de Mecânica das Rochas, Comitê Brasileiro de Túneis e várias Comissões Técnicas com atuação em todo o Brasil.

Em âmbito internacional, a ABMS é a representante oficial do Brasil nas sociedades geotécnicas internacionais: ISSMGE (International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering), ISRM (International Society for Rock Mechanics) e ITA (International Tunnelling Association).

Principais áreas de atuação

- Aterros sanitários
- Barragens
- Cálculo Estrutural
- Contenção de Encostas
- Fundações
- Geologia de Engenharia
- Geossintéticos
- Geotecnia Ambiental
- Investigação Geotécnica
- Mecânica das Rochas
- Mecânica dos Solos
- Mineração
- Óleo e Gás
- Pavimentação
- Projetos Geotécnicos
- Solos Não Saturados
- Taludes
- Túneis

Junte-se à maior e mais importante comunidade geotécnica do Brasil.

Faça parte dessa história.



www.abms.com.br

 @ABMSNACIONAL

 @ABMSNACIONAL

 @ABMSNACIONAL



GERENCIANDO GEO-RISCOS

PARA CONSTRUIR UM MUNDO
SEGURO E HABITÁVEL



Utilizando o poder dos Geo-dados, nós afastamos incertezas para reduzir riscos. Nossa tecnologia de ponta e serviços integrados melhoram o projeto, segurança e desempenho de bens de infraestrutura e ajudam a acelerar a fase de implementação. Assim, junto de nossos parceiros e clientes, estamos construindo um mundo mais seguro e habitável.

Para saber mais, visite fugro.com

Solos não saturados no contexto geotécnico

2ª edição

ORGANIZAÇÃO

Comissão Técnica de Solos Não Saturados

ORGANIZADORES

José Camapum de Carvalho

Gilson de Farias Neves Gitirana Junior

Sandro Lemos Machado

Márcia Maria dos Anjos Mascarenha

Francisco Chagas da Silva Filho

Roger Augusto Rodrigues

São Paulo, 2023

Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica - ABMS

Comissão Técnica de Solos Não Saturados
Associação Brasileira de Mecânica de Solos e Engenharia Geotécnica - ABMS
<https://doi.org/10.4322/978-65-992098-3-3>

**ASSOCIACAO BRASILEIRA DE MECÂNICA
DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTECNICA**

Av. Queiroz Filho, 1700 - Torre A - Sala 106
São Paulo - SP - Brasil - CEP: 05319-000
Telefone: (11) 3833-0023
E-mail: abms@abms.com.br
Site: www.abms.com.br

Revisão ortográfica e linguística: Rogéria Lourenço dos Santos
Editoração do livro: Franco Jr. Leonel
Arte da capa: Fernanda Maria dos Reis Porto
Editoração da capa: Lannder Cunha de Freitas

Dados Internacionais de Catalogação na Publicação (CIP)
(Câmara Brasileira do Livro, SP, Brasil)

23-164340 Solos não saturados no contexto geotécnico [livro eletrônico] / organização : Comissão Técnica de Solos Não Saturados... [et al.]. – 2. ed. – São Paulo : Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica - ABMS, 2023. PDF

Outros organizadores: José Camapum de Carvalho, Gilson de Farias Neves Gitirana Junior, Sandro Lemos Machado, Márcia Maria dos Anjos Mascarenha, Francisco Chagas da Silva Filho, Roger Augusto Rodrigues.

Bibliografia.
ISBN 978-65-992098-3-3

1. Capilaridade - Sucção. 2. Comportamento hidromecânico. 3. Educação. 4. Propriedades físico-químicas. 5. Solos tropicais. I. Comissão Técnica de Solos Não Saturados. II. Camapum de Carvalho, José. III. Gitirana Junior, Gilson de Farias Neves. IV. Machado, Sandro Lemos. V. Mascarenha, Márcia Maria dos Anjos. VI. Silva Filho, Francisco Chagas da. VII. Rodrigues, Roger Augusto.

CDD-624.15

Índices para catálogo sistemático:

1. Geotécnia : Tecnologia 624.15
Aline Grazielle Benitez - Bibliotecária - CRB-1/3129

TODOS OS DIREITOS RESERVADOS.

O conteúdo da obra e sua revisão são de total responsabilidade dos autores de cada respectivo capítulo.

É proibida a reprodução parcial ou integral deste livro, por qualquer meio ou processo, sem prévia autorização da Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica. A violação dos direitos autorais é punível como crime. O acesso ao conteúdo do livro é livre e sem ônus.

PREFÁCIO

Prefaciар esta segunda edição do livro *Solos não saturados no contexto geotécnico* constitui honra e privilégio inestimáveis para um engenheiro e professor que sabe que não sabe, mas ainda continua a exercer atividades de consultoria, ensino e pesquisa na área de engenharia de fundações.

A Norma Brasileira NBR 6122:2019 – Projeto e Execução de Fundações reconhece que a atividade de fundações apresenta **riscos** que têm origem na variabilidade geométrica das camadas do maciço geotécnico e das interações entre as propriedades dos solos e rochas que as preenchem.

O desenvolvimento sustentável desta atividade deve suprir as necessidades das gerações atuais, sem comprometer o acesso das futuras. Ademais, deve visar ao equilíbrio entre a disponibilidade dos recursos naturais decorrentes da sua exploração pela sociedade, considerando os riscos sob os aspectos ambientais, legais, técnicos de segurança e confiabilidade, em relação aos estados limites último e de serviço, e econômicos, incluindo a durabilidade da obra.

A segunda edição do livro é composta por 29 capítulos que abordam aspectos fundamentais, estudos de propriedades e comportamentos e aplicações em ramos da Engenharia Geotécnica e Meio Ambiente no caso dos solos não saturados, formações complexas instáveis, no bom e no mau sentido da palavra, dependendo da variável que comanda a rigidez e resistência do material.

Desde a capa até o capítulo final, o livro, extenso e claro, contribui decisivamente no entendimento do papel da interação dos solos não saturados com as estruturas de engenharia civil, ressaltando os parâmetros que devem ser considerados na determinação das complexas propriedades reológicas desses tipos de solos tão relevantes na geotecnia.

A diversidade, extensão e profundidade com que foi tratado cada tema refletem o grau de maturidade profissional e científica da engenharia geotécnica no Brasil, devendo constituir uma fonte de consulta perene para o leitor que busca tais conhecimentos e motivo de orgulho e satisfação para aqueles que elaboraram o livro-texto.

Nelson Aoki
Engenheiro Civil e Professor Dr. aposentado - USP/SC

APRESENTAÇÃO

Devido ao clima, os solos brasileiros encontram-se predominantemente na condição não saturada, sendo que os teores de água nesses solos passam por alterações ao longo do ano em uma zona ativa. Essas variações afetam o comportamento hidromecânico dos solos, devendo, portanto, ser compreendidas e consideradas para o dimensionamento e a manutenção de obras civis e de infraestrutura. Vários desastres ambientais que trazem prejuízos à sociedade e que exigem ação eficiente de administradores públicos, como movimentos de massas, erosões e inundações, têm relação direta com o comportamento de solos não saturados.

Diante desse contexto, a comunidade Geotécnica Nacional, sob os auspícios da Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica - ABMS, percebeu a necessidade de dar maior ênfase ao estudo sistematizado dos solos não saturados. Como resultado dessa percepção, a ABMS tem organizado eventos técnico-científicos sobre o tema, sendo marco inicial o *I Seminário sobre Solos Não Saturados* ocorrido em Brasília, Distrito Federal, em 1991. Os anais desses eventos estão disponíveis no *site* da ABMS (www.abms.com.br).

Diante do anseio dos membros da Comissão Técnica de Solos Não Saturados, durante o VII Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados, foram dados os primeiros passos efetivos para a organização da primeira edição do livro *Solos não saturados no contexto geotécnico*. A primeira edição da obra foi lançada no simpósio seguinte, organizado pela Comissão Técnica de Solos Não Saturados e presidido pelo Engenheiro Francisco Chagas da Silva Filho. Tal edição foi coordenada pela Comissão Organizadora integrada por José Camapum de Carvalho, Gilson de Farias Neves Gitirana Junior, Sandro Lemos Machado, Marcia Maria dos Anjos Mascarenha e Francisco Chagas da Silva Filho.

O título escolhido para o livro, *Solos não saturados no contexto geotécnico*, buscou destacar seu amplo escopo, agregando visões de outras áreas do conhecimento e permitindo o estudo de diferentes fatores intervenientes no comportamento de maciços não saturados, tais como a atmosfera, a cobertura vegetal e a geomorfologia.

A proposta da segunda edição do livro surgiu devido à necessidade de atualização dos conhecimentos apresentados após sete anos de sua primeira edição. A preparação desta segunda edição contou com o empenho da CT-NSAT, integrada no biênio 2021-2022 pelos Professores José Camapum de Carvalho, Márcia Maria dos Anjos Mascarenha e Roger Augusto Rodrigues, sendo o último acrescentado como organizador do livro. Nesta edição, foram adicionados três novos capítulos envolvendo os temas educação, insumos agrícolas e ensaios de campo. Além disso, foram atualizados 21 capítulos. Participaram na elaboração dos capítulos, engenheiros(as), geólogos(as), geógrafos(as), um químico, um físico, um agrônomo e uma bióloga.

O lançamento da segunda edição do livro estava prevista para ocorrer em dezembro de 2022. No entanto, problemas gerados na diagramação obrigaram a adiar o lançamen-

to para 2023, passando a produção e lançamento do livro a contar com o apoio e empenho da Diretoria da CT-NSAT, biênio 2023-2024, composta pelas Professoras Ana Patrícia Nunes Bandeira e Karina Cordeiro de Arruda Dourado e pelo Professor João Barbosa de Souza Neto.

Nesta segunda edição, em formato de e-book, a Comissão Organizadora optou por convidar a artista plástica, Fernanda Maria Reis do Porto, para a criação da capa. A arte da capa faz uso da técnica de pintura com tintas produzidas com solo e integra os projetos *Multiplicando Saberes Sobre os Solos* e *Matiz: colorindo vidas com tintas de solo*, ambos desenvolvidos na Universidade Federal de Goiás. A artista reuniu-se com os membros da referida Comissão Organizadora do livro, para entender o simbolismo pretendido com a obra, alinhado à caminhada do desenvolvimento geotécnico da área dos solos saturados em direção aos solos não saturados. A arte geralmente tende a despertar a imaginação sonhadora, sonhos que, muitas vezes, representam a realidade da qual insistimos em fugir, colocando-as no campo do imaginário. A artista plástica criadora da capa nos apresenta seu processo criativo: “Para a concepção da obra, foi analisado, inicialmente, o conteúdo do livro. Alguns conceitos já são mais próximos por minha formação em Engenharia Ambiental e Sanitária. A obra foi pintada com tintas de solos, e, com exceção da cor prata (acrílico), as cores foram escolhidas de acordo com a disposição de solos que eu tinha; foram feitos testes com as cores e rascunhos para a definição da arte final. Antes de pintar a tela, foi enviado um projeto visual da obra com dimensões e croqui colorido para aprovação da equipe. Por se tratar de um livro extenso, foram escolhidos alguns conteúdos para representar a obra toda, são eles: interação entre paisagem e atmosfera, interação solo e água, perfil de solo e estruturas geotécnicas. Optou-se por uma representação abstrata com a intenção de provocar a interpretação subjetiva do espectador, assim, ao se deparar com um elemento do quadro, projetam-se diferentes perspectivas. Por exemplo, um fio de água que escorre sobre diferentes camadas de solo pode ser visto como um rio na paisagem ou lembrar a percolação de líquidos, que é possível e distinta em cada tipo de solo conforme sua permeabilidade. O debate entre diferentes interlocutores sobre a tela deve ampliar o campo de entendimento desta”.

Esta segunda edição do livro é composta por 29 capítulos, distribuídos em três blocos: aspectos fundamentais; estudos de propriedades e comportamentos; e aplicações em ramos da Engenharia Geotécnica e Meio Ambiente. Na fase inicial de organização desta segunda edição, em maio de 2021, assumindo um compromisso com a CT-NSAT da ABMS, sua diretoria enviou e-mails para seus membros, apresentando a proposta e abrindo espaço para a introdução de novos capítulos. Todos os coordenadores de capítulo foram contactados para que apresentassem os ajustes que considerassem necessários para a atualização de conteúdos e referências bibliográficas. A intenção foi não só oportunizar a introdução de novos capítulos, como fazer a revisão dos capítulos constantes na primeira edição, com ou sem inclusão de novos autores.

Destaca-se que nenhum dos capítulos passou por revisão de cunho técnico por parte da Comissão Organizadora ou da ABMS, sendo seus conteúdos uma virtude dos autores e pertencendo-lhes a total e irrestrita responsabilidade sobre o inteiro teor dos textos. Todos os capítulos passaram por revisão ortográfica e linguística e por diagramação, tendo,

em seguida, após cada etapa, retornado aos coordenadores para que fizessem os ajustes que considerassem pertinentes.

Esta segunda edição do livro, em formato de e-book, está disponibilizada no *site* da ABMS, buscando, assim, popularizar o conhecimento técnico-científico sobre solos não saturados desenvolvidos ao longo de anos de pesquisas científicas e aplicações práticas por muitos profissionais e pesquisadores. Os conhecimentos apresentados nesta segunda edição serão úteis não só na atuação no campo geotécnico, mas em diversas outras áreas do conhecimento, como Geografia e Agronomia.

Os Organizadores do Livro, a Comissão Técnica de Solos Não Saturados e a Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica - ABMS agradecem às autoras e aos autores dos capítulos e àqueles que direta ou indiretamente contribuíram para o êxito desta segunda edição do livro *Solos não saturados no contexto geotécnico*, voltada para uma educação ampla e irrestrita, para um Brasil melhor e socioambientalmente equilibrado.

São Paulo, outubro de 2023.

José Camapum de Carvalho
Gilson de Farias Neves Gitirana Junior
Sandro Lemos Machado
Marcia Maria dos Anjos Mascarenha
Francisco Chagas da Silva Filho
Roger Augusto Rodrigues
Organizadores

José Camapum de Carvalho
Marcia Maria dos Anjos Mascarenha
Roger Augusto Rodrigues
CT-NSAT (Gestão 2020-2022)

Ana Patrícia Nunes Bandeira
João Barbosa de Souza Neto
Karina Cordeiro de Arruda Dourado
CT-NSAT (Gestão 2023-2024)

Fernando Schnaid
ABMS (Gestão 2020-2022)

Roberto Quental Coutinho
ABMS (Gestão 2023-2024)

SUMÁRIO

Capítulo 1

SOLOS NÃO SATURADOS NOS CONTEXTOS DA EDUCAÇÃO E DA FORMAÇÃO PROFISSIONAL

José Camapum de Carvalho

Gilson de F. N. Gitirana Jr.

Sandro Lemos Machado

Márcia Maria dos Anjos Mascarenha

Francisco Chagas da Silva Filho

Roger Augusto Rodrigues

DEDICATÓRIA	33
1. INTRODUÇÃO	33
2. OS SOLOS NÃO SATURADOS NO CONTEXTO DOS DIREITOS E DEVERES	34
3. OS SOLOS NÃO SATURADOS NO CONTEXTO DO ENSINO FUNDAMENTAL..	36
4. OS SOLOS NÃO SATURADOS NO CONTEXTO DO ENSINO SUPERIOR.....	37
5. O ELO ENTRE OS SOLOS NÃO SATURADOS E OS SOLOS SATURADOS.....	39
6. O ELO ENTRE O CONTEÚDO QUE SE ENSINA OU SE DEVERIA ENSINAR SOBRE OS SOLOS NÃO SATURADOS E A PRÁTICA GEOTÉCNICA	40
7. CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	42
AGRADECIMENTOS	43
REFERÊNCIAS	43

Capítulo 2

TERMINOLOGIA E SIMBOLOGIA

Analice Lima

Roger Augusto Rodrigues

1. INTRODUÇÃO	45
2. UNIDADES DE BASE, COMPLEMENTARES E DERIVADAS.....	46
2.1 Unidades de base	46
2.2 Unidades complementares.....	47
2.3 Unidades derivadas	47
2.4 Múltiplos e submúltiplos.....	49
3. TERMINOLOGIA, SIMBOLOGIA E UNIDADES EM GEOTECNIA PARA SOLOS NÃO SATURADOS	50
3.1 Sinais.....	50
3.2 Geral.....	50
3.3 Propriedades físicas do solo	51
3.3.1 Índices físicos	52

3.3.2	Consistência e compacidade	53
3.3.3	Granulometria	54
3.4	Propriedades químicas e mineralógicas do solo	54
3.5	Propriedades hidráulicas	55
3.6	Resistência ao cisalhamento	57
3.7	Tensões e deformações	58
3.8	Ensaio de laboratório e campo	60
3.8.1	Ensaio de laboratório	60
3.8.2	Ensaio de campo	63
3.9	Aplicações Geotécnicas a Solos Não Saturados	65
3.10	Modelagem	66
	REFERÊNCIAS	68

Capítulo 3

ORIGEM E FORMAÇÃO DOS SOLOS, PERFIS DE INTEMPERISMO

Wilson Conciani

Paulo Cesar Burgos

Raimundo Leidimar Bezerra

1.	INTRODUÇÃO	69
2.	INTEMPERISMO	71
2.1	Principais agentes	71
2.1.1	Hidrólise	71
2.1.2	Hidratação	72
2.1.3	Carbonatação	72
2.1.4	Quelação	73
2.1.5	Oxidação	73
2.1.6	Troca de bases	73
2.1.7	Expansão Térmica	74
2.1.8	Expansão diferencial por alívio de tensões	74
2.1.9	Ação de organismos	74
2.1.10	Crescimento de cristais estranhos à rocha	75
2.2	O intemperismo nas regiões tropicais	75
2.3	Velocidade de alteração	75
2.4	Evolução pedogenética	76
3.	MAPA DE SOLOS DO BRASIL	80
4.	PERFIS TÍPICOS DE SOLOS TROPICAIS NO BRASIL	82
4.1	Perfis típicos no Nordeste	82
4.2	Perfis típicos no Centro Oeste	83
4.3	Perfis típicos no Sudeste	84
5.	CORRELAÇÕES ENTRE COMPORTAMENTO DO SOLO E SEU PERFIL PEDOGENÉTICO	84
5.1	Solos lateríticos	84
5.2	Saprólitos	86

6. ESTUDO DE CASO	88
REFERÊNCIAS	89

Capítulo 4

PROPRIEDADES QUÍMICAS, MINERALÓGICAS E ESTRUTURAIS DE SOLOS NATURAIS E COMPACTADOS

José Camapum de Carvalho

Maria Cláudia Barbosa

Rose Mary Gondim Mendonça

Wisley Moreira Farias

Fabrcio Bueno da Fonseca Cardoso

DEDICATÓRIA	91
1. INTRODUÇÃO	91
2. MINERALOGIA	93
2.1 Minerais primários	95
2.1.1 Quartzo	95
2.1.2 Feldspatos	96
2.2 Argilominerais	96
2.2.1 Conceitos básicos	96
2.2.2 Grupo da caulinita	98
2.2.3 Grupo da mica	99
2.2.4 Grupo da esmectita	100
2.2.5 Grupo da vermiculita	103
2.2.6 Grupo da clorita	103
2.2.7 Grupo da paligorsquita e da sepiolita	104
2.2.8 Argilominerais interestratificados	104
2.3 Óxidos e hidróxidos	104
2.4 Argilas silicatadas não cristalinas	106
2.5 Considerações sobre a mineralogia dos solos	107
3. PROPRIEDADES FÍSICO-QUÍMICAS	109
3.1 Parâmetros ambientais – Eh e pH	111
3.1.1 Descrição e valores mais frequentes em solos brasileiros	111
3.1.2 Diagramas de equilíbrio Eh-pH	112
3.2 Superfície específica	112
3.3 Capacidade tampão	113
3.4 Atividade físico-química e sorção	113
3.4.1 Cargas nas partículas de solo e mecanismos de adsorção	114
3.4.2 Parâmetros CTC, CTA e PCZ	116
3.5 Influência da atividade físico-química sobre a estrutura dos solos	117
3.6 Estabilidade dos agregados e o comportamento do Fe	118
4. CONSIDERAÇÕES SOBRE A INTERAÇÃO SOLO – ÁGUA NOS SOLOS TROPICAIS	119
4.1 Tensão capilar atuante no solo	119

4.2 Potencial solo-água.....	121
5. ESTRUTURA DOS SOLOS.....	123
6. CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	130
AGRADECIMENTO.....	132
REFERÊNCIAS.....	133

Capítulo 5

POTENCIAIS DA ÁGUA NO SOLO

Orencio Monje Vilar

Sandro Lemos Machado

1. INTRODUÇÃO.....	139
2. CAUSAS DO FLUXO DE ÁGUA NOS SOLOS.....	140
3. PRINCIPAIS POTENCIAIS DE ENERGIA PARA O CASO DO FLUXO DE ÁGUA EM SOLOS NÃO SATURADOS.....	142
3.1 Potencial matricial da água no solo.....	144
3.2 Potencial osmótico.....	154
4. POTENCIAIS IMPORTANTES PARA ESTUDO DA INTERAÇÃO SOLO/ ATMOSFERA.....	155
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	157

Capítulo 6

INFLUÊNCIA DE ASPECTOS GEOLÓGICOS, HIDROGEOLÓGICOS, GEOMORFOLÓGICOS E DA COBERTURA VEGETAL NO ESTADO DE SATURAÇÃO DO SOLO

Andrelisa Santos de Jesus

Maria Cristina de Oliveira

Cláudia Valéria de Lima

Hernán Eduardo Martínez Carvajal

Gaspar Monsalve

Rubén Darío Londoño

José Camapum de Carvalho

1. INTRODUÇÃO.....	159
2. ASPECTOS GEOLÓGICOS.....	160
3. ASPECTOS HIDROGEOLÓGICOS.....	163
3.1 Caracterização das discontinuidades.....	166
3.1.1 Número de discontinuidades.....	167
3.1.2 Localização e orientação.....	167
3.1.3 Espaçamento e densidade.....	168
3.1.4 Persistência.....	168
3.1.5 Abertura.....	169
3.2 Modelagem hidrogeológica de meios fraturados.....	169
3.3 Efeito do intemperismo nos parâmetros hidráulicos dos maciços rochosos.....	170

3.3.1 Efeito do intemperismo no índice de fraturamento e vice-versa	171
3.3.2 Efeito do intemperismo no conteúdo de água e na porosidade	172
4. ASPECTOS GEOMORFOLÓGICOS	174
4.1 Altitude	174
4.2 Declividade	175
4.3 Curvatura.....	175
4.4 Orientação	179
5. ASPECTOS DA COBERTURAL VEGETAL	180
5.1 A influência da cobertura vegetal natural no estado não saturado dos solos	180
5.2 A influência do uso do solo no estado não saturado dos solos	183
6. CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	185
REFERÊNCIAS	186

Capítulo 7

USO DA CARTOGRAFIA GEOTÉCNICA NA ANÁLISE DE UMIDADE DOS SOLOS

Patrícia de Araújo Romão

Tatiana Diniz Gonçalves

Newton Moreira de Souza

1. INTRODUÇÃO	193
2. FATORES ASSOCIADOS À VARIAÇÃO ESPAÇO TEMPORAL DO TEOR DE UMIDADE DOS SOLOS	193
2.1 Fatores climáticos.....	194
2.2 Fatores geológicos e pedológicos	195
2.3 Fatores associados às formas do relevo	195
3. MÉTODOS DE INVESTIGAÇÃO E PRINCIPAIS TECNOLOGIAS ASSOCIADAS AO MAPEAMENTO GEOTÉCNICO DO TEOR DE UMIDADE DOS SOLOS	198
3.1 Investigação do teor de umidade por meio de sensoriamento remoto	199
3.2 Utilização de Sistemas de Informações Geográficas (SIG) na análise espaço temporal do teor de umidade	201
4. REPRESENTAÇÃO CARTOGRÁFICA REFERENTE AO TEOR DE UMIDADE DOS SOLOS	204
5. CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	209
REFERÊNCIAS	210

Capítulo 8

TÉCNICAS DE AMOSTRAGEM E PREPARAÇÃO DE AMOSTRAS

Silvio Romero de Melo Ferreira

Joaquim Teodoro Romão de Oliveira

Yamile Valencia González

1. INTRODUÇÃO	215
1.1 Definição dos objetivos e necessidades da amostragem de solo.....	215

1.1.1	Objetivos da amostragem	216
1.1.2	Necessidades da amostragem de solo	216
1.1.3	Recomendação prática de condições de amostragem e ensaios de laboratório	217
1.1.4	Erros associados à amostragem e preparação do solo	218
1.2	Levantamento e avaliação de informações já existentes do local	219
1.3	Programa de amostragem	222
2.	TÉCNICAS DE AMOSTRAGEM	223
2.1	Equipamentos de amostragem	223
2.2	Amostragem de solos superficiais	224
2.2.1	Coleta de amostras indeformadas e deformada	224
2.3	Amostragem de solo de subsuperfície	226
2.3.1	Tubulares	226
2.3.2	Outros	228
3.	PREPARAÇÃO DE AMOSTRAS E DE CORPOS DE PROVA PARA ENSAIOS	229
3.1	Caraterização física	230
3.2	Caracterização química	232
3.3	Caracterização mineralógica	232
4.	CARACTERIZAÇÃO MICROESTRUTURAL	238
5.	CARACTERIZAÇÃO HIDROMECAÂNICA – PREPARAÇÃO DAS AMOSTRAS PARA OS ENSAIOS HIDROMECAÂNICOS	242
6.	CARACTERIZAÇÃO DE FORMAÇÃO E PROPAGAÇÃO DE FISSURAS	251
7.	CONSIDERAÇÕES FINAIS	255
	AGRADECIMENTOS	256
	REFERÊNCIA	256

Capítulo 9

ÍNDICES FÍSICOS, TEXTURA, CONSISTÊNCIA E CLASSIFICAÇÃO DE SOLOS

Paulo Cesar Burgos

Wilson Conciani

1.	INTRODUÇÃO	265
2.	ÍNDICES FÍSICOS	267
2.1	Relação entre massas	269
2.2	Relação entre volumes	269
2.3	Relação entre massa e volume	271
3.	TEXTURA E CONSISTÊNCIA	272
4.	CLASSIFICAÇÃO DOS SOLOS	278
4.1	Sistemas de Classificações Tradicionais	279
4.1.1	Unified Soil Classification System - U.S.C.S (Sistema Unificado) ..	279
4.1.2	Transportation Research Board - T.R.B.	280
4.2	Sistema de Classificação Alternativa	281
4.2.1	Classificação M.C.T. (Miniatura, Compactado, Tropical)	283
4.2.2	Técnica de Adsorção de Azul de Metileno	288

5. CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	291
REFERÊNCIAS	292

Capítulo 10

A CURVA DE RETENÇÃO DE ÁGUA DE MATERIAIS POROSOS	295
---	------------

Gilson de Farias Neves Gitirana Junior

Fernando Antônio Medeiros Marinho

Miguel Angel Alfaro Soto

1. INTRODUÇÃO	295
2. CONCEITOS FUNDAMENTAIS.....	296
2.1 Relações físicas para a quantidade da água armazenada.....	296
2.2 O estado de tensões.....	299
2.2.1 A pressão da água e a sucção	300
2.3 Capilaridade.....	302
3. FORMAS DE APRESENTAÇÃO DA CURVA DE RETENÇÃO.....	306
4. ASPECTOS FÍSICOS E ELETROQUÍMICOS E A CURVA DE RETENÇÃO	310
4.1 O papel da variação de volume total	311
4.2 O papel da distribuição de tamanho de poros.....	312
4.3 O papel do grau de intemperismo	315
4.4 Outros fatores: história de tensões, condição de compactação, mineralogia.....	316
5. MODELOS DE AJUSTE PARA CURVAS DE RETENÇÃO.....	318
6. CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	320
REFERÊNCIAS	320

Capítulo 11

INSTRUMENTAÇÃO DE LABORATÓRIO E CAMPO E A MEDIÇÃO DA CURVA DE RETENÇÃO

Fernando Antônio Medeiros Marinho

Miguel Angel Alfaro Soto

Gilson de Farias Neves Gitirana Junior

1. INTRODUÇÃO	325
2. AS AMOSTRAS E SUA PREPARAÇÃO	326
2.1 Trajetórias de sucção e tensão total líquida.....	326
2.2 Inicialização do estado de corpos de prova e formas de imposição de variações de umidade	327
3. MÉTODOS DE DETERMINAÇÃO DA CURVA DE RETENÇÃO	329
3.1 Placa de sucção	329
3.1.1 Princípio de funcionamento da placa de sucção	329
3.1.2 O equipamento de placa de sucção	331
3.1.3 Procedimento de ensaio de placa de sucção	332
3.2 Placa de pressão	333
3.2.1 Princípio de funcionamento da placa de pressão	333

3.2.2	O equipamento de placa de pressão	334
3.2.3	Procedimento de ensaio de placa de pressão	336
3.3	Método do papel filtro	337
3.3.1	Princípio do método do papel filtro	337
3.3.2	Materiais empregados para execução da técnica de papel filtro	338
3.3.3	Procedimento de ensaio com papel filtro	338
3.4	Método por equilíbrio de vapor	340
3.4.1	Princípio do método por equilíbrio de vapor	340
3.4.2	Materiais necessários pelo método do equilíbrio de vapor	343
3.4.3	Procedimento de ensaio utilizando a técnica de equilíbrio de vapor	343
3.5	Outros métodos	344
4.	INSTRUMENTAÇÃO DE CAMPO PARA MEDIÇÃO DE SUCCÃO.....	345
4.1	Tensiômetros	345
4.1.1	Tensiômetro de alta capacidade	347
4.2	Sensor de matriz granular (GMS)	348
5.	CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	349
	REFERÊNCIAS	350

Capítulo 12

COMPACTAÇÃO DOS SOLOS: LABORATÓRIO E CAMPO

Lúcio Flávio de Souza Villar

Renato Cabral Guimarães

John Kennedy Guedes Rodrigues

Roberto Francisco de Azevedo

José Camapum de Carvalho

1.	INTRODUÇÃO	353
2.	COMPACTAÇÃO E SOLOS COMPACTADOS	354
2.1	Teoria da compactação	354
2.2	Interação entre partículas no processo de compactação.....	356
2.3	Curva de compactação à luz da teoria dos solos não saturados	358
2.4	Exemplos de interferência da compactação no comportamento dos solos	361
3.	MÉTODOS DE COMPACTAÇÃO	363
3.1	Compactação em laboratório.....	364
3.1.1	Compactação estática, semiestática e por pisoteamento.....	365
3.1.2	Compactação por vibração.....	366
3.1.3	Compactação dinâmica	367
3.2	Compactação no campo	369
3.2.1	Compactação semiestática	371
3.2.2	Especificações gerais e alguns métodos de controle de campo	372
4.	CURVAS TÍPICAS DE COMPACTAÇÃO DE CAMPO E LABORATÓRIO	376
5.	USO DE SOLOS COMPACTADOS.....	378
5.1	Em aterros para barragens	378

5.1.1	Compatibilidade entre compactação de laboratório e de campo ...	379
5.1.2	Recomendações gerais de projeto de aterros para barragens.....	382
5.2	Em pavimentos	391
6.	COMENTÁRIOS FINAIS	395
	REFERÊNCIAS	395

Capítulo 13

CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA E FLUXO EM SOLOS NÃO SATURADOS

Kátia Vanessa Bicalho

Sandro Lemos Machado

Denise M. S. Gerscovich

1.	INTRODUÇÃO	403
2.	LEI DE DARCY	404
2.1	Validade da Lei de Darcy	405
2.2	Permeabilidade Intrínseca.....	405
2.3	Lei de Darcy para solos não saturados	407
3.	FUNÇÕES DE CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA.....	407
4.	DETERMINAÇÃO DA CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA.....	410
4.1	Métodos Diretos	411
4.1.1	Ensaio de laboratório	411
4.1.1.1	Carga Constante	412
4.1.1.2	Carga Variável	412
4.1.2	Ensaio de campo	414
4.1.2.1	Perfil instantâneo	414
4.1.2.2	Permeômetro Guelph.....	415
4.2	Métodos indiretos	416
5.	FLUXO DE ÁGUA LÍQUIDA E VAPOR DE ÁGUA EM SOLOS NÃO SATURADOS.....	419
5.1	Princípio de conservação de massa	419
5.2	Fluxo de água líquida no solo	421
5.3	Fluxo de vapor no solo	422
6.	INTERAÇÃO SOLO/FLUIDO E VALORES DE PERMEABILIDADE.....	423
7.	PERMEABILIDADE RELATIVA	426
8.	CONSIDERAÇÕES FINAIS	429
	REFERÊNCIAS	430

Capítulo 14

INTERAÇÃO SOLO-PLANTA-ATMOSFERA E O PAPEL DOS SOLOS NÃO SATURADOS

Laura De Simone Borma

Gilson de F. N. Gitirana Jr.

Gislaine Cristina Luiz

1.	INTRODUÇÃO	439
----	------------------	-----

2. CICLO HIDROLÓGICO, BALANÇO HÍDRICO E BALANÇO DE ENERGIA NA SUPERFÍCIE TERRESTRE.....	441
2.1 Ciclo hidrológico e balanço de água.....	441
2.2 Balanço de energia.....	442
3. SUPRIMENTO E DEMANDA HÍDRICA IMPOSTOS PELAS CONDIÇÕES ATMOSFÉRICAS: INFILTRAÇÃO E EVAPOTRANSPIRAÇÃO.....	444
3.1 Suprimento hídrico: infiltração e percolação de água no solo.....	444
3.2 Demanda hídrica: evaporação e evapotranspiração.....	445
3. ARMAZENAMENTO E RETENÇÃO DE ÁGUA NO SOLO: O PAPEL DA ZONA NÃO SATURADA.....	446
3.1 Conteúdo de água no solo.....	447
3.2 Potencial (matricial) de água no solo.....	447
3.3 Curva característica solo-água (CCSA).....	448
4. INFLUÊNCIA DA VEGETAÇÃO.....	448
4.1 Capacidade de campo e ponto de murcha permanente.....	451
4.2 Analogia com a Lei de Ohm.....	452
5. FORMULAÇÕES MATEMÁTICAS DE COMPONENTES DO CICLO HIDROLÓGICO.....	453
5.1 Infiltração.....	453
5.2 Evaporação e evapotranspiração.....	454
5.2 Formulações matemáticas para estimativa da evaporação e evapotranspiração.....	455
5.2.1 Estimativa da evaporação e o método de Penman (1948).....	455
5.2.2 Estimativa da evapotranspiração e o método de Penman-Montheith (1980).....	456
6. MODELAGEM DO FLUXO DE ÁGUA E CALOR NO SOLO.....	458
6.1 Fluxo de água líquida.....	459
6.2 Fluxo de vapor d'água.....	460
6.3 Fluxo de calor.....	461
6.4 Análise do balanço de água e calor no solo.....	461
6.5 Modelagem acoplada do fluxo de água líquida, calor e vapor no solo – o modelo de Wilson (1990).....	462
6.6 Modelagem do sistema solo-planta-atmosfera.....	463
7. ÁREAS DE INTERESSE PARA APLICAÇÃO.....	464
7.1 Coberturas evapotranspirativas e barreiras capilares.....	464
7.2 Relação entre a umidade do solo, condições atmosféricas e cobertura vegetal.....	466
7.2.1 Aspectos geomorfológicos na variação da umidade do perfil.....	469
7.3 Resposta das florestas às mudanças climáticas e mudanças no uso e cobertura da terra.....	470
8. CONCLUSÕES.....	471
REFERÊNCIAS.....	472

Capítulo 15

TRANSPORTE DE CONTAMINANTES E FLUXO DE GASES EM SOLOS NÃO SATURADOS

Maria Cláudia Barbosa
José Fernando Thomé Jucá
Márcia Salamoni Batalha
Camila Rosa Bezerra Coelho
Michelle Matos de Souza
Felipe Jucá Maciel

1. FUNDAMENTOS.....	479
1.1 Contaminantes químicos	480
1.2 Transporte de contaminantes em meios porosos saturados.....	480
1.3 Reações geoquímicas e bioquímicas e transformações da espécie no solo	482
2. CONTAMINANTES INORGÂNICOS.....	484
2.1 Contaminantes inorgânicos mais frequentes.....	484
2.1.1 Sais, ácidos/bases e oxidantes/redutores	485
2.1.2 Metais.....	486
2.1.3 Isótopos e espécies radioativas.....	487
2.1.4 Contaminantes e atividades humanas	487
2.2 Transporte de solutos em meio variavelmente saturado.....	488
2.2.1 Formulação para a condição de equilíbrio físico e químico	488
2.2.2 Transporte de solutos na condição de não equilíbrio físico ou químico	490
2.2.3 Determinação dos parâmetros de transporte na condição não saturada	491
2.2.3.1 Ensaio de sorção.....	491
2.2.3.2 Ensaio de difusão.....	493
2.2.3.3 Ensaio de coluna.....	495
2.3 Exercícios para pensar.....	496
3. CONTAMINANTES ORGÂNICOS.....	497
3.1 Contaminantes orgânicos mais frequentes	497
3.1.1 Hidrocarbonetos de petróleo	497
3.1.2 Compostos organoclorados e organofosforados.....	498
3.1.3 Compostos orgânicos nitrogenados	498
3.1.4 Classificação como NAPL.....	498
3.2 Propriedades relevantes e mecanismos de transporte em subsuperfície.....	499
3.3 Fluxo multifásico de água, ar e NAPL.....	500
3.3.1 Molhabilidade e tensões interfaciais	503
3.3.2 Relações constitutivas k-S-P em sistemas trifásicos	504
3.3.3 Processos de transferência de massa e reações químicas	506

3.3.4 Distribuição do NAPL no perfil de solo	506
3.4 Interação entre o solo e os compostos orgânicos.....	507
3.5 Exemplos de observações experimentais.....	508
3.6 Exercícios para pensar.....	509
4. FLUXO DE GASES.....	509
4.1 Aspectos teóricos do fluxo advectivo de gases	509
4.2 Fluxo difusivo do gás.....	512
4.3 Fatores de influência no fluxo de gases em solos compactados	513
4.4 Modelos de previsão do fluxo de gases.....	515
4.5 Ensaios de laboratório para determinação da permeabilidade ao ar	516
4.6 Ensaios de campo para a avaliação de fluxo de gases em aterros sanitários.....	518
5. COMENTÁRIOS FINAIS	523
REFERÊNCIAS	524

Capítulo 16

INFLUENCIA DE LA ADICIÓN DE INSUMOS AGRÍCOLAS EN LAS PROPIEDADES Y EL COMPORTAMIENTO DE LOS SUELOS TROPICALES NO SATURADOS

Andrea Cardona Pérez

José Camapum de Carvalho

1. INTRODUCCIÓN.....	533
2. PROPIEDADES DE LOS SUELOS FRENTE A LOS INSUMOS AGRÍCOLAS.....	535
2.1 Propiedades físicas	535
3. CURVAS CARACTERÍSTICAS DE RETENCIÓN DE AGUA.....	541
3.1 Índice de vacíos.....	541
3.2 Succión matricial.....	543
3.3 Succión osmótica.....	547
3.4 Succión total.....	549
4. COMPORTAMIENTO MECÁNICO.....	550
4.1 Resistencia a la tracción por compresión diametral.....	550
CONSIDERACIONES FINALES.....	555
AGRADECIMIENTOS	556
REFERENCIAS	556

Capítulo 17

SOLOS COLAPSÍVEIS E EXPANSIVOS

Silvio Romero de Melo Ferreira

Orencio Monje Vilar

1. INTRODUÇÃO	559
2. SOLOS COLAPSÍVEIS	561
2.1 Critérios de identificação	561
2.2 Influência do estado de tensões sobre as deformações por colapso.....	567

2.3	Influência da sucção e da umidade nas deformações volumétricas de solos não saturados	568
2.4	Coeficiente de empuxo em repouso – K_0	572
2.5	Melhoramento de solos colapsíveis	573
3.	SOLOS EXPANSIVOS	574
3.1	Critérios de identificação de solos expansivos	575
3.2	Comportamento de variação de volume devido à mudança de umidade	579
3.3	Melhoramento de solos expansivos	581
4.	INFLUÊNCIA DO TIPO DE PERMEANTE SOBRE O COLAPSO E A EXPANSÃO DE ALGUNS SOLOS	584
5.	CONSIDERAÇÕES FINAIS	586
	REFERÊNCIAS	587

Capítulo 18

RECALQUES EM SOLOS NÃO SATURADOS COM BOLHAS DE AR OCLUSAS

Pedro Murrieta Santos Neto

Marcio de Souza Soares de Almeida

1.	INTRODUÇÃO	597
2.	UM ENFOQUE ALTERNATIVO PARA INTERPRETAÇÃO DE ENSAIOS DE ADENSAMENTO EM SOLOS COM BOLHAS DE AR OCLUSAS	598
3.	MÉTODO PARA ESTIMATIVA DE RECALQUES EM SOLOS NÃO-SATURADOS COM BOLHAS DE AR OCLUSAS	600
3.1	Hipóteses do método	601
3.2	Formulação matemática	602
3.2.1	Cálculo da variação da altura da fase gasosa, ΔH_g	603
3.2.2	Cálculo do grau de saturação ao final de cada carregamento	605
3.2.3	Cálculo da variação da altura da matriz saturada, ΔH_w	607
3.2.4	Variação do recalque com o tempo	608
4.	EXEMPLOS DE APLICAÇÃO	608
4.1	Ensaio de adensamento	608
4.2	Recalque no campo	619
5.	OUTRAS SITUAÇÕES	620
6.	CONCLUSÕES	620
	REFERÊNCIAS	621

Capítulo 19

RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DE SOLOS NÃO SATURADOS

Tácio Mauro Pereira de Campos

Mariana Ferreira Benessiuti Motta

1.	INTRODUÇÃO	623
2.	ASPECTOS BÁSICOS	623

3. EQUAÇÕES DE RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO.....	624
4. ENVOLTÓRIA DE RESISTÊNCIA	626
5. PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA.....	627
5.1 Parâmetros c e c'	627
5.2 Parâmetro Φ'	629
5.3 Parâmetro Φ^b	632
5.4 Implicações Práticas das variações de Φ' e Φ^b	636
6. DETERMINAÇÃO DA RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO EM LABORATÓRIO.....	640
6.1 Ensaios triaxiais.....	641
6.2 Cisalhamento Direto.....	642
7. FORMULAÇÕES ALTERNATIVAS E AVALIAÇÕES INDIRETAS DA RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO	644
7.1 Formulações Empíricas e Semiempíricas	644
7.2 Avaliação Indireta	649
CONCLUSÕES.....	653
AGRADECIMENTOS.....	653
REFERÊNCIAS	653

Capítulo 20

ENSAIOS DE CAMPO EM SOLOS NÃO SATURADOS

Breno Padovezi Rocha

Roger Augusto Rodrigues

Heraldo Luiz Giacheti

1. INTRODUÇÃO	659
2. INVESTIGAÇÃO DO SUBSOLO	661
3. TÉCNICAS DE ENSAIOS DE CAMPO	662
3.1 Geofísica	662
3.2 SPT.....	663
3.3 CPTu.....	666
3.4 DMT	667
3.5 PMT.....	669
3.6 Ensaios híbridos	670
3.6.1 RCPTu	670
3.6.2 SCPT e SDMT	671
3.6.3 CPM	672
4. PERFIS DE UMIDADE, SUCCÃO E CURVA DE RETENÇÃO.....	673
5. ENSAIOS DE CAMPO E VARIABILIDADE EM SOLOS NÃO SATURADOS.....	678
6. CONSIDERAÇÕES SOBRE A INTERPRETAÇÃO DE ENSAIOS DE CAMPO EM SOLOS NÃO SATURADOS	689
6.1 Abordagem de tensões efetivas proposta por Bishop (1959).....	689
6.2 Abordagem de tensões efetivas proposta por Khalili e Khabbaz (1998).....	690

6.3 Abordagem de tensões efetivas proposta por Lo Presti <i>et al.</i> (2016, 2018).....	691
6.4 Ensaio pressiométrico em solos não saturados	692
6.5 Ensaio dilatométrico (DMT) em solos não saturados.....	694
6.6 Abordagem proposta por Miller <i>et al.</i> (2018).....	695
7. EXEMPLOS DO EFEITO DA CONDIÇÃO NÃO SATURADA NO CPT E NO DMT	696
7.1 CPT	696
7.1.1 Resultados.....	696
7.1.2 Efeito da sucção nos resultados.....	700
7.2 DMT	702
7.2.1 Resultados.....	702
7.2.2 Efeito da sucção nos resultados.....	705
8. CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	708
REFERÊNCIAS	710

Capítulo 21

MODELOS CONSTITUTIVOS APLICADOS AOS SOLOS NÃO SATURADOS

Marcos Massao Futai

Francisco Chagas da Silva Filho

1. INTRODUÇÃO	719
2. PRINCÍPIO DAS TENSÕES EFETIVAS E SUA VALIDADE	720
3. TEORIAS PROPOSTAS PARA PREVISÃO DE COMPORTAMENTO DE SOLOS NÃO SATURADOS	723
4. EXPRESSÕES ANALÍTICAS	725
5. SUPERFÍCIES DE ESTADO	726
5.1 Equações propostas por Fredlund (1979).....	728
5.3 Equações propostas por Lloret e Alonso (1985)	728
6. MODELOS ELÁSTICOS PARA SOLOS NÃO SATURADOS.....	729
6.1 Modelos de Coleman (1962)	729
6.2 Modelo de Fredlund (1979).....	730
6.4 Modelo de Alonso <i>et al.</i> (1988)	730
6.4 Exemplo de aplicação numérica com modelo elástico: barragem de terra	731
7. MODELOS ELASTOPLÁSTICOS PARA SOLOS NÃO SATURADOS	737
7.1 Modelo BBM (“Barcelona Basic Model”)	737
7.2 Modelo de Wheeler e Sivakumar (1995)	741
7.3 Modelo de Futai (1997)	744
7.4 Comentários sobre os Modelos Elastoplásticos	746
8. EXEMPLO DE APLICAÇÃO NUMÉRICA UTILIZANDO MODELO ELASTOPLÁSTICO	748
COMENTÁRIOS FINAIS	753
REFERÊNCIAS	754

Capítulo 22

TOMOGRAFIAS COMPUTADORIZADAS E ANÁLISES NUMÉRICAS APLICADAS À CARACTERIZAÇÃO DA ESTRUTURA POROSA DE SOLOS NÃO SATURADOS

André Luís Brasil Cavalcante
Lucas Parreira de Faria Borges
Patrícia Figueiredo de Sousa
Silvio Crestana
Jorge Gabriel Zornberg
José Camapum de Carvalho

1. INTRODUÇÃO	759
2. EMPREGO DA TOMOGRAFIA PARA O ESTUDO DO SOLO	762
3. MÉTODO NUMÉRICO AUTÔMATOS CELULARES.....	763
4. MODELO DE PERMEABILIDADE	766
4.1 Função de densidade de probabilidade para distribuição dos diâmetros dos poros.....	770
4.2 Função de densidade de probabilidade para distribuição dos diâmetros dos poros geradas por autômatos celulares.....	773
5. VALIDAÇÃO NUMÉRICA UTILIZANDO-SE MICROTOMOGRAFIAS COMPUTADORIZADAS	777
6. CURVA DE RETENÇÃO DE ÁGUA NO SOLO	781
7. NOVA ALTERNATIVA PARA OBTENÇÃO DA CURVA DE RETENÇÃO FUNDAMENTADA EM MODELO ANALÍTICO	784
8. CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	790
AGRADECIMENTOS	790
REFERÊNCIAS	790

Capítulo 23

BARREIRAS CAPILARES EM COBERTURAS EVAPOTRANSPIRATIVAS

Marlon José de Lima
Jorge Gabriel Zornberg
Ennio Marques Palmeira

1. INTRODUÇÃO	795
1. TIPOS DE COBERTURAS EVAPOTRANSPIRATIVAS.....	796
1.1 Coberturas monolíticas.....	796
1.2 Barreiras anisotrópicas	798
1.3 Barreiras capilares	798
2. COMPORTAMENTO NÃO SATURADO DE UMA BARREIRA CAPILAR	804
3. MONITORAMENTO DE DESEMPENHO EM COBERTURAS EVAPOTRANSPIRATIVAS	816
3.1 Utilização de lisímetros volumétricos.....	816
3.2 Monitoramento de umidade e perfil de sucção com uso de sensores.....	817
4. CONCLUSÕES	821
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	821

Capítulo 24

EROSÃO

Márcia Maria dos Anjos Mascarenha

Claudio Mahler

Kalinny P. V. Lafayette

Mario G. G. Nacinovic

Ana Patrícia Nunes Bandeira

João Guilherme Rassi Almeida

1. INTRODUÇÃO	825
2. PROCESSOS EROSIVOS	826
2.1 Erodibilidade dos solos	831
2.2 Ensaios geotécnicos para análise de erodibilidade dos solos	832
2.2.1 <i>Crumb test</i>	833
2.2.2 Ensaio sedimentométrico comparativo	834
2.2.3 <i>Pinhole test</i>	835
2.2.4 Ensaio de desagregação	836
2.2.5 Ensaio de absorção de água e perda de massa por imersão	837
2.2.6 Ensaio de estabilidade de agregado	838
2.2.7 Ensaio de compressão diametral	841
3. ENSAIOS DE CAMPO E DE LABORATÓRIO PARA DETERMINAÇÃO DAS TAXAS DE EROSÃO DO SOLO	841
3.1 Ensaio de Inderbitzen	842
3.1.1 Procedimentos metodológicos de execução do ensaio	843
3.1.2 Estimativa da taxa de erodibilidade	844
3.2 Parcelas hidroerosivas	846
3.3 Ensaio com simulador de chuva	851
4. PROCESSOS EROSIVOS EM SOLOS NÃO SATURADOS	853
4.1 Ensaios geotécnicos aplicados ao estudo da erodibilidade de solos tropicais não saturados	854
4.2 Influência da sucção na perda de massa de solos	856
4.3 Influência da sucção na estabilidade estrutural de solos	856
5. COMENTÁRIOS FINAIS	859
REFERÊNCIAS	860

Capítulo 25

ESTABILIDADE DE TALUDES

Denise Maria Soares Gerscovich

Eurípedes do Amaral Vargas Junior

Tácio Mauro Pereira de Campos

1. INTRODUÇÃO	867
2. ESCORREGAMENTOS	868
3. MECANISMOS DEFLAGRADORES DE ESCORREGAMENTOS	871
4. ASPECTOS A SEREM CONSIDERADOS EM ESTUDOS DE ESTABILIDADE DE ENCOSTAS	872

4.1 Influência da Vegetação.....	872
4.1.1 Relação Chuva x Escorregamento	873
4.1.2 Definição de parâmetros de projeto.....	880
5. MÉTODOS DE ESTABILIDADE POR EQUILÍBRIO LIMITE	880
5.2 Talude Infinito.....	882
5.1.1 Efeito da Vegetação	883
5.1.2 Efeito Tridimensional	884
5.3 Superfícies circulares	884
5.4 Superfícies Não circulares.....	886
REFERÊNCIAS	887

Capítulo 26

BARRAGENS DE TERRA E SOLOS NÃO SATURADOS

Francisco Chagas da Silva Filho

Antonio Nunes de Miranda

Vanda Tereza Costa Malveira

Raimundo Leidimar Bezerra

1. INTRODUÇÃO	893
2. FATORES QUE INFLUENCIAM A ESCOLHA DO TIPO DE BARRAGEM.....	894
2.1 Tipos de barragens	894
2.2 Fatores topográficos.....	895
2.3 Fatores Geológicos-Geotécnicos.....	896
2.3.1 Materiais de construção	896
2.3.2 Características Geomecânicas da Fundação.....	896
2.4 Fatores hidrológicos	897
2.4.1 Pluviometria	897
2.4.2 Cheia	897
3. ACIDENTES E INCIDENTES EM BARRAGENS	898
4. PERCOLAÇÃO EM BARRAGENS DE TERRA	905
4.1 Enchimento e esvaziamento de uma barragem de terra	906
5. ESTABILIDADE EM BARRAGENS DE TERRA.....	908
6. CONCLUSÕES	911
REFERÊNCIAS	911

Capítulo 27

FUNDAÇÕES EM SOLOS NÃO SATURADOS

Maurício Martines Sales

Orencio Monje Vilar

Márcia Maria dos Anjos Mascarenha

José Henrique Feitosa Pereira (in memoriam)

Carlos Medeiros Silva

José Camapum de Carvalho

1. INTRODUÇÃO	913
---------------------	-----

2. INFLUÊNCIA DA SAZONALIDADE NOS PERFIS DE UMIDADE EM SOLOS NÃO SATURADOS E A DINÂMICA DA SUCCÃO	914
3. AVALIAÇÃO DA INFLUÊNCIA DA SUCCÃO NA INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA DE FUNDAÇÃO A PARTIR DE MODELOS DE LABORATÓRIO.....	918
4. INFLUÊNCIA DA SUCCÃO NO COMPORTAMENTO DE PROVAS DE CARGA	923
4.1 Experiência no Campo Experimental da EESC-USP	925
4.1.1 Provas de carga em fundações profundas	927
4.1.2 Provas de carga em placas	932
4.2 Experiência no Campo Experimental da UnB.....	936
4.2.1 Provas de carga em placas	938
4.2.2 Provas de carga em estacas escavadas	940
4.2.3 Caso de obra no DF	941
4.3 Experiência no Campo Experimental da UFG	948
4.4 Agrupando outros resultados da literatura.....	957
5. MODELAÇÃO DE PROVAS DE CARGA EM SOLOS COLAPSÍVEIS	958
6. INUNDAÇÃO EM AÇÕES DE RECUPERAÇÃO DE FUNDAÇÕES	961
7. CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	963
AGRADECIMENTOS	964
REFERÊNCIAS	964

Capítulo 28

ESTRUTURAS DE PAVIMENTO NO CONTEXTO DOS SOLOS NÃO SATURADOS

Wai Ying Yuk Gheling

Lilian Ribeiro de Rezende

Lêda Christiane de Figueirêdo Lopes Lucena

Liedi Legi Bariani Bernucci

Washington Peres Nunez

Jorge Augusto Pereira Ceratti

José Camapum de Carvalho

1. INTRODUÇÃO	969
2. CONFIGURAÇÃO ESTRUTURAL DAS VIAS	970
2.1 Pavimentos permeáveis, flexíveis e rígidos	970
2.2 Ferrovias.....	973
3. AVALIAÇÃO DO COMPORTAMENTO MECÂNICO DOS SOLOS	974
3.1 Solos não estabilizados quimicamente	974
3.2 Solos estabilizados quimicamente.....	981
4. CONTEXTUALIZAÇÃO ESPACIAL DAS VIAS	990
5. CONTEXTUALIZAÇÃO TEMPORAL DAS VIAS.....	993
6. ASPECTOS AMBIENTAIS, QUÍMICO-MINERALÓGICOS E ESTRUTURAIIS NO CONTEXTO DAS ESTRUTURAS DAS VIAS	999
6.1 Aspectos ambientais	999

6.2 Aspectos químico-mineralógicos	1001
6.3 Aspectos estruturais	1005
7. ESTUDO DE CASO DE DUAS RODOVIAS	1007
8. CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	1015
REFERÊNCIAS	1016

Capítulo 29

CONSIDERAÇÕES SOBRE AS PROPRIEDADES E COMPORTAMENTOS DOS SOLOS NÃO SATURADOS

José Camapum de Carvalho

Gilson de F. N. Gitirana Jr.

Sandro Lemos Machado

Márcia Maria dos Anjos Mascarenha

Francisco Chagas da Silva Filho

Roger Augusto Rodrigues

1. INTRODUÇÃO	1021
2. QUESTÕES SOBRE PROPRIEDADES DOS SOLOS NÃO SATURADOS.....	1021
3. QUESTÕES SOBRE A CURVA CARACTERÍSTICA DE RETENÇÃO DE ÁGUA.....	1023
4. QUESTÕES SOBRE O COMPORTAMENTO DOS SOLOS NÃO SATURADOS.....	1029
5. QUESTÕES SOBRE EROSÕES, ENCOSTAS, ESTABILIZAÇÃO, BARREIRAS AO FLUXO E OBRAS EM SOLOS NÃO SATURADOS.....	1039
5.1 Erosões	1039
5.2 Encostas.....	1040
5.3 Estabilização.....	1042
5.4 Barreiras ao fluxo.....	1047
5.5 Os solos não saturados de cobertura dos aterros sanitários	1048
5.6 Fundações de edifício e de obras de terra	1048
5.7 Os solos não saturados em projetos de barragem	1051
5.8 Os solos não saturados em projetos de estruturas de pavimento.....	1051
5.9 Os solos não saturados em projetos de túneis	1052
5.10 Os solos não saturados em projetos de lagoas de estabilização	1052
6. CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	1053
REFERÊNCIAS	1056
AUTORES DO LIVRO	1061

Capítulo 1

SOLOS NÃO SATURADOS NOS CONTEXTOS DA EDUCAÇÃO E DA FORMAÇÃO PROFISSIONAL

José Camapum de Carvalho
Gilson de F. N. Gitirana Jr.
Sandro Lemos Machado
Márcia Maria dos Anjos Mascarenha
Francisco Chagas da Silva Filho
Roger Augusto Rodrigues

DEDICATÓRIA

Os autores dedicam este capítulo à educação da sociedade em sentido amplo e prestam aqui uma homenagem aos Professores Milton Vargas, *in memoriam*, e Moacyr Schwab, por suas visões voltadas, com fundamento no conhecimento, na observação e na reflexão para o entendimento das propriedades e do comportamento dos solos no desempenho das obras geotécnicas.

1. INTRODUÇÃO

A principal finalidade deste capítulo é realçar a importância, para a sociedade e para os profissionais que atuam na área geotécnica, de se ter conhecimentos básicos sobre os solos em estado não saturado, de modo que grande parte desses conhecimentos se encontram expostos neste livro. Esses conhecimentos podem, como se ilustrará neste capítulo, chegar à sociedade já no Ensino Fundamental, desmistificando os solos não saturados como pertencentes a um domínio de conhecimentos complexo e de difícil acesso.

A transferência de conhecimentos básicos sobre os solos não saturados para a sociedade como um todo contribui para a mitigação de riscos, principalmente em um período marcado por mudanças climáticas, cujo aumento da temperatura pode causar eventos extremos com aumento de precipitações nas regiões de clima tropical e subtropical e redução das precipitações nas regiões de clima árido. Nesse contexto, este capítulo tem relação com os Objetivos do Desenvolvimento Sustentável (ODS) da Organização das Na-

ções Unidas e, conseqüentemente, com a Agenda Global de 2030, que prevê ações voltadas para educação de qualidade, cidades e comunidades sustentáveis, vida terrestre e ações contra mudanças climáticas.

Este capítulo busca colocar algumas das razões que tornam este livro relevante para os profissionais atuando na área geotécnica. Ele se distingue do último capítulo desta obra pelos seus objetivos, pois, enquanto o último capítulo de autoria dos organizadores do livro chama a atenção sobre a necessidade do despertar para questões relacionadas a propriedades e comportamentos dos solos em estado não saturados, na maioria não tratadas de modo específico no conteúdo dos capítulos do livro, o presente capítulo busca realçar a importância do uso dos conteúdos expostos no livro, mas sem a pretensão de se discutir cada um deles em suas especificidades.

Embora este capítulo trate de aspectos práticos, realçando a relevância do livro como um todo, ele não coloca de lado a importância e os benefícios da reflexão para a melhor prática da engenharia, mesmo sobre os conteúdos postos ao longo dos capítulos, evitando, no entanto, a re colocação, de modo direto, de aspectos tratados ao longo do livro.

2. OS SOLOS NÃO SATURADOS NO CONTEXTO DOS DIREITOS E DEVERES

Embora, com frequência, relegue-se a segundo plano a relevância da legislação vigente para a prática profissional, ela assume grande importância em setores como o da engenharia geotécnica. Projetos e obras geotécnicas lidam, muitas vezes, com elevadas incertezas devido ao limitado conhecimento da natureza dos solos e ao grande número de variáveis envolvidas. Dentre essas variáveis, pode-se citar, notadamente, aquelas que dizem respeito à variabilidade de condições geológicas e às interferências ambientais nos solos (e.g., condições atmosféricas). Embora os conhecimentos possam, geralmente, ser ampliados e aprofundados e as intervenções ambientais, de certa forma, controladas, reduzindo-se as incertezas, estas levam com frequência a casos envolvendo desempenho inadequado de estruturas e sistemas projetados e executados. Tem-se, nesse contexto, o desafio de se interpretar as leis e atribuir responsabilidades aos profissionais de engenharia, considerando a natureza e complexidade das obras, sempre à luz do que deve ser considerada a boa prática e o próprio alcance preditivo dos métodos de análise e projeto.

Em seu Capítulo I, que trata dos “**Direitos e Deveres Individuais e Coletivos**” no âmbito dos “**DIREITOS E GARANTIAS FUNDAMENTAIS**”, a Constituição Federal estabelece em seu artigo 5º (grifou-se):

Art. 5º Todos são iguais perante a lei, sem distinção de qualquer natureza, garantindo-se aos brasileiros e aos estrangeiros residentes no País a **inviolabilidade do direito à vida**, à liberdade, à igualdade, à **segurança** e à propriedade, nos termos seguintes (grifou-se):

...

II - **ninguém será obrigado a fazer ou deixar de fazer alguma coisa senão em virtude de lei;** (grifou-se)

...

Realçaram-se, nesse conteúdo constitucional, aspectos diretamente relacionados à prática da engenharia. Sendo **a inviolabilidade do direito à vida** e à **segurança** Direitos Fundamentais de todos, não podem as obras e intervenções oriundas da prática da engenharia desprezar tais direitos. Por exemplo, a ruptura de um aterro ou corte ou a ruína de um edifício, porque não se analisou o impacto da saturação no comportamento de um solo inicialmente em estado não saturado, reflete questões atinentes à segurança, que podem chegar ao nível de perdas de vidas humanas. Nesse contexto, cabe à engenharia estabelecer critérios de segurança e empregar as tecnologias adequadas.

Outro ponto realçado diz respeito ao inciso II citado, que estabelece que **ninguém será obrigado a fazer ou deixar de fazer alguma coisa senão em virtude de lei**. O destaque é relevante para dizer que as normas técnicas não são leis, ou seja, não são cogentes, mas podem assumir força de lei quando seu descumprimento, por exemplo, ameaçar a vida e a segurança das pessoas ou quando integrar um contrato firmado entre as partes, embora nenhum contrato possa contrariar os Direitos Fundamentais estabelecidos na Constituição Pátria.

No inciso XXXII desse mesmo artigo, está previsto que “o Estado promoverá, na forma da lei, a defesa do consumidor”, e, quando a Constituição Federal trata dos Princípios Gerais de Atividade Econômica no Título VII, da Ordem Econômica e Financeira, ela adota como um dos princípios a defesa do consumidor (inciso V, artigo 170, Constituição Federal). Dessa maneira, nos termos dos artigos 5º, inciso XXXII, 170, inciso V, da Constituição Federal, e artigo 48 de suas Disposições Transitórias, foi editado o Código de Defesa do Consumidor (Lei nº 8.078 de 11/09/1990).

No artigo 3º deste Código, é estabelecido que o “Fornecedor é toda pessoa física ou jurídica, pública ou privada, nacional ou estrangeira, bem como os entes despersonalizados, que desenvolvem atividade de produção, montagem, criação, construção, transformação, importação, exportação, distribuição ou comercialização de produtos ou prestação de serviços”. O artigo 23 dessa Lei estabelece que a “ignorância do fornecedor sobre os vícios de qualidade por inadequação dos produtos e serviços não o exime de responsabilidade”, e, ao tratar, no artigo 26, dos prazos de decadência e prescrição, o § 3º estabelece que “Tratando-se de vício oculto, o prazo decadencial inicia-se no momento em que ficar evidenciado o defeito”.

Os aspectos aportados nesse item objetivam realçar a importância do conteúdo deste livro para o cumprimento dos preceitos constitucionais e daqueles contidos no Código de Defesa do Consumidor. Por exemplo, ao abordar as questões relacionadas à degradação textural e estrutural dos solos tropicais profundamente intemperizados não saturados quando em presença de estabilizantes químicos ou quando submetidos a obras envolvendo o aporte de concreto ou argamassa ao solo, indica a necessidade de mais estudos em determinadas situações, pois, a médio e longo prazo, podem dar origem, na obra, a vícios entendidos com ocultos.

Finalmente, cabe destacar que, mesmo em atividades como a pericial, não rara na prática forense, o conteúdo deste livro pode ser de grande valia para a boa atuação profissional de engenheiros e engenheiras.

3. OS SOLOS NÃO SATURADOS NO CONTEXTO DO ENSINO FUNDAMENTAL

Muitos problemas ambientais e a vivência de situações de risco pela sociedade podem ser evitados por meio da educação em sentido amplo, ou seja, indo além do simples educar para saber ler, escrever, fazer contas, etc.

O ensino de conceitos sobre solos e, particularmente, sobre solos não saturados, pode ser inserido em diversos contextos, desde o Ensino Fundamental. Por exemplo, a cartilha “Meio Ambiente: Infiltração” (Lelis & Camapum de Carvalho, 2011) traz, em suas páginas 26 a 29, uma atividade para crianças da 1ª à 5ª série do Ensino Fundamental sobre o tema: Infiltração: interação solo-água. Já no início, na página 26, a cartilha traz os conceitos de solos finos (solos argilosos e siltosos) e solos granulares (areias e pedregulhos).

A atividade é dividida em etapas e, em cada uma delas, introduzem-se conceitos, como será ilustrado a seguir, para mostrar que aqueles sobre solos e sobre os solos não saturados devem ser apresentados já no Ensino Fundamental, uma vez que configuram noções sobre o meio físico relevantes para a compreensão, por exemplo, de fenômenos importantes que relevam a interação do ser humano com o meio ambiente, preparando a criança para uma vida melhor, deparando-se menos com situações de riscos e gerando menos problemas ambientais ao longo da vida. As etapas desenvolvidas na atividade integram a ideia da educação ativa, sendo que as experiências levam a criança a concluir sobre os temas propostos em cada uma delas. Na atividade, são utilizados areia, água, copo, colher, bandeja e garapa PET, sempre com cuidados voltados à segurança das crianças e educando-as também nesse sentido. A seguir, são descritos os conceitos abordados ao longo da atividade proposta na cartilha:

1) O desenvolvimento da atividade na primeira etapa leva a criança ao conhecimento dos conceitos de atrito e coesão.

2) Na segunda etapa, a criança aprende que a água pode desempenhar um papel lubrificante, diminuindo o atrito entre partículas.

3) Na terceira etapa, o experimento realizado pela criança permite que ela aprenda a importância da capilaridade na geração da coesão aparente e que esse efeito capilar desaparece em casos como o de uma areia seca e de uma areia saturada. Ainda nessa etapa, a criança aprende sobre a saturação do solo. Ela também aprende sobre superfícies que permitem a infiltração da água da chuva ou a impede.

4) Na quarta e última etapa dessa atividade, a criança aprende que a água pode gerar erosão e é convidada a responder a assertiva a seguir, preenchendo o quadro com a cor verde se ela está correta, amarela se estiver na dúvida, e vermelha se errada:

...

3) Ao chover muito nas regiões serranas, a água, ao se infiltrar em excesso, pode gerar a ruptura do solo, como ocorreu com a torre de areia, por isso, devemos evitar morar nessas áreas que oferecem risco.

Além disso, talvez o mais importante, devido aos frequentes eventos de rupturas de taludes em regiões serranas do Brasil, como os eventos de Petrópolis em 2022, é que esta última questão vai além dos conhecimentos previamente apresentados sobre a ação da

água no solo. Ela mostra que a educação da sociedade em sentido amplo, inserindo-se inclusive ensinamentos sobre o comportamento dos solos não saturados, deve ser incentivada.

Indo ao encontro da necessária educação da sociedade em sentido amplo, a cartilha “Meio Ambiente: Erosão em Borda de Reservatório”, também voltada para a primeira à quinta série do Ensino Fundamental, apresenta uma ampla discussão sobre o tema, na qual consta a atividade apresentada na Figura 1 (Ribeiro *et al.*, 2016), que coloca a criança perante situações relacionadas a riscos que guardam elo com a saturação do solos, como os desmoronamentos de encostas e os alagamentos e inundações.



Figura 1 – Atividade voltada para a educação ativa (Ribeiro *et al.*, 2016)

Portanto, esse item mostra ser possível desmistificar e aprofundar as atividades de ensino concernentes ao tema solos não saturados, lembrando sua grande relevância em países de clima tropical, como é o caso do Brasil. Os conteúdos mostrados nessas cartilhas e na cartilha “Meio Ambiente: Erosão” (Camapum de Carvalho & Lelis, 2006), permitem que as crianças construam respostas com fundamento nas experiências desenvolvidas, desenhando, colorindo, fazendo experimentos, brincando.

4. OS SOLOS NÃO SATURADOS NO CONTEXTO DO ENSINO SUPERIOR

Embora respeitando a liberdade na prática da docência, para que os conhecimentos básicos não só sobre as propriedades e comportamento dos solos não saturados, mas tam-

bém dos solos saturados, passem efetivamente a integrar a formação profissional dos(as) alunos(as), faz-se necessário tornar a educação mais ativa por meio da construção de atividades como exemplificadas nas cartilhas citadas voltadas à educação no Ensino Fundamental. Faz-se necessário não simplesmente que o docente dê exemplos ou mostre casos, mas que os(as) próprios(as) alunos(as) construam a contextualização dos conteúdos em estudo, situando-os, por exemplo, em relação ao meio ambiente e em estudos voltados para projetos de barragens, construções viárias, fundações, aterros sanitários, etc.

O ensino de mecânica dos solos, de maneira geral, pode ser considerado desafiador. No caso da mecânica dos solos não saturados, as dificuldades tendem a ser ampliadas por diversos fatores. Como ponto de partida, pode-se citar a desatualização de livros-textos de mecânica dos solos, que geralmente trazem poucos conceitos sobre solos não saturados, deixando numerosas lacunas. Existe também, no caso específico de obras em língua portuguesa, a carência de livros-texto e didáticos dedicados exclusivamente ou mesmo parcialmente à mecânica dos solos não saturados. Outro fator importante é a falta de treinamento de muitos acadêmicos sobre o tema. Finalmente, deve-se também citar o fato de que currículos de cursos de engenharia possuem um espaço limitado, concorrido por diversas áreas.

A necessidade da introdução de conceitos de solos não saturados no ensino de graduação é, muitas vezes, revelada pela vivência dos(as) profissionais, que, logo nos primeiros anos de atuação passam a se deparar com problemas nos quais o lençol freático se encontra em grande profundidade. Ainda hoje, na Educação Superior de países de clima tropical, onde são frequentes os solos não saturados nas obras de engenharia, não é geralmente dada a devida importância para o estudo das propriedades e comportamentos nesse estado de saturação, pois o educar está carecendo de elos entre a educação e a prática profissional. A carência desses elos também ocorre, muitas vezes, na educação focada no ensino sobre as propriedades e comportamentos dos solos em estado saturado, fazendo com que o profissional passe a atuar, no caso de obras, como um simples técnico ou mesmo mestre de obras.

Os fatores que sustentam o cambaleante argumento de que não se dispõe das condições necessárias para a abordagem dos tópicos abrangendo as propriedades e os comportamentos dos solos não saturados são muitos, mas um deles, a inexistência de livros específicos sobre o tema na literatura brasileira, deixou de existir em 2015, com a publicação da primeira edição deste livro (Camapum de Carvalho *et al.*, 2015), fruto de um trabalho abnegado de muitos e muitas que decidiram contribuir para que ocorresse e que agora se ajusta a avanços ocorridos até esta segunda edição. Um outro livro de autoria do Professor Orenco Monje Vilar, sobre o tema, encontra-se em andamento e, com certeza, se ainda não publicado quando do lançamento da segunda edição deste livro, em breve, os profissionais e o meio acadêmico contarão com mais essa fonte enriquecedora de conhecimentos sobre as propriedades e o comportamentos dos solos não saturados.

Portanto, hoje, só existem argumentos favoráveis e convergentes para a necessidade de os países de clima tropical, onde as engenharias e outras formações profissionais lidam com solos em estado não saturado, colocarem a educação abrangendo esse tema como um dos objetivos dos cursos.

5. O ELO ENTRE OS SOLOS NÃO SATURADOS E OS SOLOS SATURADOS

O elo entre os solos em estado não saturado e saturado já se faz presente no próprio termo “estado”, pois, na natureza e em obras, como é o caso das barragens de terra, esse estado é, muitas vezes, transitório e/ou cíclico, fazendo com que o solo caminhe entre um estado e o outro. Por exemplo, no enchimento de uma barragem de terra, o solo passa do estado não saturado ao saturado e, durante sua vida útil, parte do maciço passa, em função de alterações no próprio nível do reservatório, a transitar de modo cíclico entre os estados saturado e não saturado. Em outras palavras, a condição saturada deverá sempre ser uma condição particular do solo, a qual deve ser adequadamente representada em teorias e abordagens de análise mais generalistas, que contemplam o solo na condição não saturada.

Entender as propriedades e os comportamentos dos solos, mais que simplesmente tomar conhecimento do que eles são, elimina barreiras entre os solos saturados e não saturados e mostram que, em sua essência, eles integram um todo cujas partes podem transitar de um estado para o outro de modo permanente ou cíclico. Nesse sentido, é importante que a transição da condição não saturada para a condição saturada e vice-versa em modelos de comportamento seja contínua, no sentido físico e matemático.

Além da transição geralmente suave entre os estados saturado e não saturado, é importante também perceber que os diversos fatores que controlam o comportamento do solo saturado permanecem tão ou mais relevantes quando o solo se encontra no estado não saturado. Iniciando-se pelas propriedades químico-mineralógicas de um solo, embora, com frequência relegadas a segundo plano, elas constituem-se em fator determinante do comportamento hidromecânico dos solos. Por exemplo, a expansão de um solo pode ser de cunho estrutural ou mineralógico e, para mitigá-la, é relevante, dentre outros, conhecer sua composição químico-mineralógica e o que pode provocá-la, lembrando que ela pode ocorrer tanto em um solo saturado por alívio das tensões ou trocas iônicas, como em um solo não saturado submetido ao aumento da umidade. Logo, conhecer essas propriedades é relevante para os dois domínios de atuação do solo: o saturado e o não saturado. Contudo, a importância do conhecimento dessas propriedades vai além desse exemplo, podendo ser ilustrada usando-se a própria presença de argilominerais expansivos no solo. A expansão ou contração desses argilominerais em si se dão, respectivamente, pela entrada e saída de água e cátions de seus espaços entre camadas, ou seja, diferentemente do geralmente considerado, tanto as variações de volume como as de umidade do solo como um todo não correspondem à efetiva variação dos vazios e da umidade definidora do comportamento do solo, como exemplificam Camapum de Carvalho e Gitirana Jr. (2021).

Exemplificando com propriedades físico-químicas dos solos, que, embora determinadas para o solo em estado saturado alcançam o comportamento dos solos não saturados, citam-se os resultados de curva de fluidez distintas, obtidas em ensaios de limite de liquidez por Ramírez (2016) para um solo natural e para o mesmo solo contaminado por chorume. A distinção dos dois resultados aponta para a influência da química do meio nas forças de adsorção e na sucção osmótica, sucção esta pouco lembrada quando se estuda o comportamento dos solos não saturados. Por exemplo, quando se estabiliza quimicamente um solo laterítico ou quando se concretiza uma estaca em perfil de solo não satura-

do profundamente intemperizado agregado surge, inicialmente, uma diferença na sucção osmótica entre o interior das agregações e o meio externo, fazendo com que parte dessa química introduzida no meio migre para o interior das agregações, podendo instabilizá-las, como mostrado por Ayala (2020) e Wanderlei Neto (2020).

Citando um exemplo prático, provas de carga sobre tirantes, realizadas por Silva *et al.* (2008), 32 anos após a construção de uma cortina atirantada construída em Brasília - DF e implantada em solo laterítico não saturado, apresentaram deformações residuais excessivas e pequenas tensões residuais nos tirantes. Os autores atribuíram esses comportamentos ao colapso do solo. Apesar de não se colocar em discussão essa conclusão, faz-se necessário entender o porquê desse colapso. Com fundamento nas análises realizadas por Ayala (2020) e Wanderlei Neto (2020), ele pode ser considerado como vinculado à migração química do concreto para o interior dos agregados, instabilizando-os e, por consequência, fragilizando a estrutura do solo circunvizinho aos tirantes. Tal fenômeno pode também ocorrer em solos saturados, por exemplo, quando da concretagem de estacas nas proximidades do lago artificial Paranoá, localizado no Distrito Federal. Embora aqui já não atuando a sucção matricial, as diferenças iniciais entre a sucção osmótica do concreto e do solo poderão levar à migração química suscetível de provocar instabilizações texturais e estruturais do solo circunvizinho à fundação. Portanto, o entendimento das propriedades, mais do que os resultados em si, pode assumir grande relevância nos estudos e projetos de obras de engenharia, incluindo as situadas no contexto dos solos não saturados.

Fazendo-se agora um elo entre propriedade puramente física e o comportamento de solos saturados e não saturados, exemplifica-se dando-se destaque à relevância da distribuição dos poros para o comportamento de ambos os solos. Admita-se um solo agregado apresentando macroporos entre as agregações e microporos no interior delas. Partindo-se de um solo saturado, quase que tão somente os poros interagregados são definidores do comportamento hidromecânico que apresenta. Indo para o comportamento dos solos não saturados, essa assertiva se repete. Um exemplo bastante simples é mostrado por Camapum de Carvalho (2017), em que, para maior clareza os agregados de solo, são substituídos por agregados oriundos de rejeitos da construção civil (RCD).

Adentrando-se no comportamento mecânico, os parâmetros de resistência dos solos saturados são definidos considerando-se o estado de tensões atuantes. No caso dos solos não saturados, embora outros fatores possam intervir no comportamento mecânico, assim como no caso dos saturados, esse estado de tensões mantém sua relevância, sendo ele, porém, ampliado por meio da atuação da sucção matricial. Percebe-se, então, recorrendo-se à linguagem mais poética, que as dificuldades se diluem nessa água presente nos dois solos, sendo perfeitamente possível e mesmo enriquecedor ter o entendimento mais amplo das propriedades e dos comportamentos dos solos, o que os torna, forçosamente, mais abrangentes, atingindo os solos em estado saturado e não saturado.

6. O ELO ENTRE O CONTEÚDO QUE SE ENSINA OU SE DEVERIA ENSINAR SOBRE OS SOLOS NÃO SATURADOS E A PRÁTICA GEOTÉCNICA

Destaca-se, inicialmente, que o tema prática geotécnica vai além da engenharia, como exemplificado neste capítulo. No campo socioambiental, o tema sobre solos não sa-

turados deve alcançar a sociedade como um todo e, no campo profissional, ele alcança diferentes formações. Desse modo, a sociedade deve ser educada para que evite ocupar locais de risco e, que mesmo ocupando locais de baixo risco, não seja ela a causadora de problemas. Por exemplo, ao promover a infiltração da água da chuva nas proximidades da edificação, além de poder gerar ascensões capilares nas paredes, ela pode ainda gerar recalques devido à perda de capacidade de suporte do solo, em especial, devido à diminuição da sucção mátrica. No caso mencionado, o problema teria sido evitado caso suas bases tivessem sido impermeabilizadas, sendo possível essa precaução ser posta em prática com fundamento na educação. Ainda nesse exemplo voltado para a sociedade, tanto os administradores como os ocupantes de uma determinada área devem avaliar os riscos da infiltração das águas servidas, pois esta pode, dentre outras questões, devido às alterações químicas do meio afetando a sucção osmótica, dar origem a ampliações nos recalques nas edificações e aterros ou mesmo em determinadas situações gerar subsidências em áreas mais amplas.

Caminhando-se ao encontro dos profissionais, serão dados alguns exemplos que mostram a importância da formação profissional, compreendendo-se conhecimentos sobre as propriedades e os comportamentos dos solos não saturados e, em muitas situações, a necessidade de uma atuação multidisciplinar, a qual requer abertura do pensar íntimo. Vale ressaltar que não se tem aqui a pretensão de se abranger todas as formações nem de, em cada uma delas, ter o alcance completo do tema.

Por exemplo, a vegetação ou revegetação de um talude geralmente tem dois grandes objetivos, melhorar as características visuais paisagísticas do local e proteger o solo contra processos erosivos, e esses costumam ser os focos centrais da ação. No entanto, tal ação requer não só conhecimentos sobre as vegetações e as condições de nutriente e hídricas do solo, relevantes para a sua perenidade, mas também o conhecimento sobre as propriedades e os comportamentos dos solos não saturados e as implicações das próprias vegetações adotadas, dos nutrientes incorporados ao solo e dos processos de irrigação sobre as condições hídricas e suas implicações no comportamento geomecânico do maciço. Esse é um domínio no qual o conhecimento das propriedades e dos comportamentos dos solos não saturados tem alcance multidisciplinar, requerendo, de preferência, certa dose de transdisciplinaridade. Por exemplo, o perecimento da vegetação em trechos altimétricos dos maciços geralmente se dá em consequência de elevados níveis de sucção, alcançados devido às condições de fluxo, que são afetadas pela composição dos solos do maciço e por sua geomorfologia de superfície e subsuperfície, o que frequentemente requer atuações interdisciplinares.

Um outro exemplo diz respeito aos próprios estudos voltados para a elaboração dos projetos geotécnicos de engenharia, que devem ter por foco, pelo menos, dois aspectos básicos: a segurança e a economia. Conforme verificado na Figura 2, de modo geral, mas nem sempre, a redução ou ampliação da segurança implica impactos nos custos até porque é possível ampliar muito pouco os custos iniciais na fase de estudos com alto impacto na segurança e nos próprios custos globais da obra. Essa relação custo dos estudos preliminares da segurança da obra quase nunca é, embora possa ser, linear. Por exemplo, pequenos investimentos iniciais em estudos das propriedades e dos comportamentos dos solos a serem usados em estado não saturado em estruturas de pavimento possibilitam a

otimização do projeto e a redução nos custos de manutenção por problemas gerados por contrações e expansões do solo, oriundas de variações na sucção.

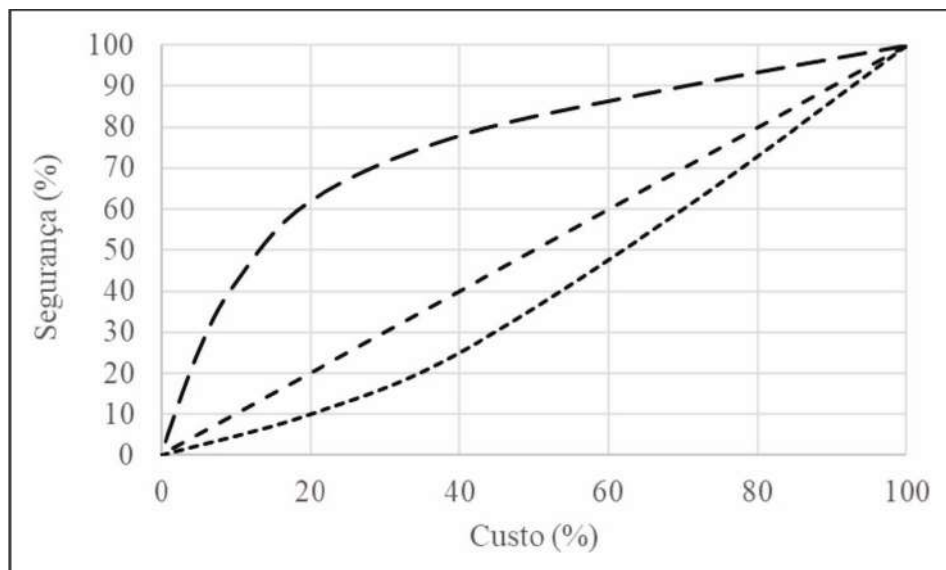


Figura 2 – Relação Custo x Segurança em estudos destinados a projetos de engenharia

Nas sondagens realizadas objetivando a construção de aterros e edificações, a definição dos perfis de umidade e a avaliação de sua dinâmica temporal afetada, em alguns casos, pela própria implantação da obra, em nada ou quase nada oneram os custos. Essa definição e avaliação da dinâmica temporal da umidade do perfil de solo é de suma importância, pois, nos mantos não saturados, ela permite avaliar as implicações na sucção e, por consequência, na capacidade de suporte do maciço, e, no manto saturado, ela permite a determinação, ainda que em caráter estimativo, da porosidade do solo, tão relevante em avaliações de recalques.

Cabe destacar que o ensino dos conteúdos sobre solos não saturados e a prática geotécnica deve ir além dos estudos preliminares e alcançar o próprio projeto, execução e manutenção das obras, pois, do contrário, eles a nada serviriam. Ademais, com todos os recursos computacionais e de acompanhamento das obras hoje disponíveis, desconsiderar o estado não saturado do solo em países de clima tropical, como o Brasil, é renunciar os conhecimentos disponibilizados, como os presentes neste livro, e renunciar a possibilidade de se tornarem exímios profissionais, sempre oferecendo mais segurança e economia para a sociedade.

7. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Um único parágrafo nessas considerações finais compõe a essência deste capítulo e sua relevância:

Aproveitem ao máximo o conteúdo deste livro e, sempre que possível, ampliem os seus acervos pessoais e publicizados, pois isso os tornarão profissionais mais eficientes e realizados no cumprimento de suas responsabilidades técnicas, sociais e ambientais.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem a todas as autoras e a todos os autores de capítulos deste livro por terem se constituído na razão deste capítulo e a empresas, entidades profissionais, órgãos de fomento e instituições de ensino por contribuírem para que conteúdos como o deste livro sejam colocados ao alcance de estudantes e profissionais de engenharia e da sociedade como um todo.

REFERÊNCIAS

AYALA, R.J.L. (2020). Melhoria de solos com fibras provenientes da indústria avícola. Brasília: Tese de Doutorado, G.TD-159/2020, Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Universidade de Brasília, 272 p. <https://www.geotecnia.unb.br/index.php/pt/producao-academica/teses-e-dissertacoes>

CAMAPUM DE CARVALHO, J. (2017). Solo como material de Construção. In Materiais de Construção Civil e Princípios de Ciência e Engenharia de Materiais. Ed. G.C. Isaia, 3^a ed. São Paulo, IBRACON. Vol. 1, pp. 538-574.

CAMPAPUM DE CARVALHO, J. & GITIRANA JR., G.P.N. (2021). Unsaturated soils in the context of tropical soils. In: *Soils and Rocks*, 44(3). www.soilsandrocks.com

CAMAPUM DE CARVALHO, J.; LELIS, A.C. (2006). Cartilha Meio Ambiente: Erosão. Brasília: Universidade de Brasília, FINATEC, 26 p.

LELIS, A.C. & CAMAPUM DE CARVALHO, J. (2011). Cartilha Meio Ambiente: Infiltração. Brasília: Universidade de Brasília, Editora FT, Série Geotecnia, v. 3, 47 p.

RAMÍREZ, A.Q. (2016). Efecto de los lixiviados de residuos sólidos en las propiedades geotécnicas de un suelo tropical. Medellín: Dissertação de Mestrado, Universidade Nacional da Colômbia, Faculdade de Minas, Departamento de Engenharia Civil.

RIBEIRO, P.A.; CRUZ, J.S.; CAMAPUM DE CARVALHO, J.; SALES, M.M.; MASCARENHA, M.M.A.; LUZ, M.P. & ANGELIM, R.R. (2016). Cartilha Meio Ambiente: Erosão em Borda de Reservatório. Goiânia: Universidade Federal de Goiás, Série GECON, v. 2, 33 p.

SILVA, C.M.; CORDÃO NETO, M.P.; RIBEIRO, L.F.M. & SOARES, E. (2008). Perda da capacidade de carga de tirantes executados na argila porosa de Brasília. Proc. XIV

Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica. ABMS, Búzios, pp. 367-372.

WANDERLEY NETO, R.V. (2020). Estudo experimental de interfaces solo-concreto no contexto de solos não saturados. Brasília: Dissertação de Mestrado G.DM. – 344/2020, Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Universidade de Brasília, 183 p. <https://www.geotecnia.unb.br/index.php/pt/producao-academica/teses-e-dissertacoes>

Capítulo 2

TERMINOLOGIA E SIMBOLOGIA

Analice Lima
Roger Augusto Rodrigues

1. INTRODUÇÃO

Este capítulo visa listar as principais grandezas físicas com os respectivos símbolos e unidades normalmente utilizadas na Mecânica dos Solos Não Saturados. O sistema de unidades utilizado é o Sistema Internacional de Unidades (SI), que foi formalmente reconhecido pela Conferência Geral de Pesos e Medidas (CGPM) e aprovado na 11ª Reunião realizada em 1960, em Paris, França, adotando-se a abreviação SI. A partir dessa reunião, esse sistema tem sido adotado em muitos países, como Grã-Bretanha, Austrália, Nova Zelândia, Canadá e maioria dos países europeus (Fredlund *et al.*, 2012).

Atualmente, a divulgação do Sistema Internacional de Unidades (SI) está internacionalizada e seu uso é generalizado e obrigatório em muitos lugares, especialmente na área da Engenharia. Desse modo, as Associações Internacionais de Geotecnia vêm persistindo na utilização desse sistema para que se tenha um padrão nos estudos ao redor do mundo, sendo necessário para mais aproveitamento e mais facilidade na leitura dos trabalhos técnico-científicos, acadêmicos e para a orientação dos interessados.

O Brasil foi um dos primeiros países a adotar o sistema SI no ano de 1962, mas, devido à resistência dos usuários quanto à sua utilização, somente foi possível implementar definitivamente esse sistema no ano de 1982, por meio de uma medida obrigatória, pelo Decreto nº 81.621, de 3 de maio de 1978, adotando-se o Quadro Geral de Unidades de Medida, baseado nas Resoluções, Recomendações e Declarações das Conferências Gerais de Pesos e Medidas (Amabile, 2007).

Os símbolos usados neste livro tiveram como base a proposta apresentada no V Congresso Internacional de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, realizado em Paris em 1961, acrescida de outros símbolos frequentemente utilizados na Mecânica dos Solos Não Saturados.

Este capítulo está dividido em três partes: a primeira relaciona as grandezas definidas no quadro geral de Unidades de Medida; a segunda consta de uma simbologia utilizada na Mecânica dos Solos Não Saturados; e a terceira apresenta considerações da ordem geral sobre o tema, acrescido de uma parte sobre modelagem.

As tabelas a seguir descreverão as unidades de base que abrangem toda a magnitude da ciência e da engenharia, sendo unidades independentes da natureza do processo físico

considerado (Tabela 1). As complementares e derivadas, que são aquelas deduzidas direta ou indiretamente das unidades de base ou complementares, estão descritas nas Tabelas 2 e 3. As terminologias, simbologias e unidades referentes às propriedades físicas e químicas do solo (Tabelas 7 a 10), propriedades hidráulicas e mecânicas dos solos (Tabelas 11 e 12), tensões e deformações (Tabela 13), ensaios de laboratório e campo (Tabelas 14 e 15), aplicações geotécnicas a solos não saturados (Tabela 16) e modelagem (Tabela 17) estão descritas a seguir.

2. UNIDADES DE BASE, COMPLEMENTARES E DERIVADAS

O Sistema Internacional de unidades (SI), ratificado pela 11^a CGPM (1960) e atualizado até a 15^o CGPM (1975), está descrito nas tabelas seguintes.

É importante ressaltar que as unidades do SI são, geralmente, representadas por letras minúsculas, mas, quando a unidade for um nome próprio, sua representação começa por uma letra maiúscula.

2.1 Unidades de base

As unidades SI de base constituem um conjunto de sete unidades bem definidas que, por convenção, são consideradas dimensões independentes. Elas servem de apoio ao desenvolvimento de todo o sistema e satisfazem não somente a ciência e a tecnologia, como também as necessidades diárias da população em geral.

A temperatura pode ser também expressa em graus Celsius (°C), sendo igual à temperatura em Kelvin menos 273,15. A massa pode ser expressa em toneladas (t), bem como o tempo em minutos (min), horas (h) ou dias (d).

Tabela 1 – Unidades de base

Grandeza	Unidade	SI Símbolo	Definição
comprimento	metro	m	Comprimento do trajeto percorrido pela luz no vácuo durante um intervalo de tempo de $1/299\,792\,458$ de um segundo.
corrente elétrica	ampère	a	Corrente elétrica invariável que, mantida em dois condutores retilíneos, paralelos, de comprimento infinito e de área de seção transversal desprezível e situados no vácuo a 1m de distância um do outro, produz, entre esses condutores, uma força igual a 2×10^{-7} newton, por metro de comprimento desses condutores.
intensidade luminosa	candela	cd	Intensidade luminosa, em uma determinada direção, de uma fonte que emite uma radiação monocromática de frequência 540×10^{12} hertz e cuja intensidade radiante nessa direção de $1/683$ watt por esterradiano.

Grandeza	Unidade	SI Símbolo	Definição
massa	quilograma	kg	Massa do protótipo internacional do quilograma.
quantidade de matéria	mol	ml	Quantidade de matéria de um sistema que contém tantas entidades elementares quantos são os átomos contidos em 0,012 quilograma de carbono 12.
temperatura dinâmica	kelvin	k	Fração $1/273,16$ da temperatura termodinâmica do ponto tríplice da água.
tempo	segundo	s	Duração de 9 192 631 770 períodos da radiação correspondente à transição entre dois níveis hiperfinos do estado fundamental do átomo de césio 133.

2.2 Unidades complementares

As unidades complementares contêm apenas duas unidades, como é mostrado na Tabela 2, e medem ângulo plano e ângulo sólido. Essas unidades não foram claramente definidas na 11ª CGPM porque o Comitê Internacional de Pesos e Medidas (CIPM), em 1980, considerando que o ângulo plano e o ângulo sólido são, geralmente, utilizados como relação entre duas distâncias e entre uma superfície e o quadrado da distância, respectivamente, especificou que as duas magnitudes podem ser consideradas quantidades derivadas adimensionais, podendo ser usadas ou omitidas nas expressões de unidades derivadas (Amabile, 2007).

Os ângulos planos podem ser também expressos em graus ($^{\circ}$), minutos ($'$) e segundos ($''$).

Tabela 2 – Unidades complementares

Grandeza	Unidade	SI Símbolo	Definição
ângulo plano	radiano	rad	Ângulo central que subtende um arco de círculo de comprimento igual ao do respectivo raio.
ângulo sólido	esterradiano	sr	Ângulo sólido que, tendo vértice no centro de uma esfera, subtende na superfície dela uma área igual ao quadrado do raio da esfera.

2.3 Unidades derivadas

As unidades derivadas são deduzidas diretamente ou indiretamente das unidades de base e complementares. Essas unidades estão definidas como expressões algébricas em forma de produtos de potência de unidades de base ou complementares, com um fator numérico igual a um (exemplos: metro quadrado; quilograma por metro quadrado; newton). Os símbolos das unidades derivadas são obtidos por meio dos modelos matemáticos de

multiplicação, divisão e exponenciação. Os nomes e símbolos de algumas das unidades assim formados podem ser substituídos por nomes e símbolos especiais, que podem ser próprios ou usados para formar expressões e símbolos de outras unidades derivadas. As grandezas mais utilizadas estão descritas na Tabela 3.

O volume, quando referente a fluidos, também pode ser expresso em litros (l).

Tabela 3 – Unidades derivadas

Grandeza	Unidade	SI Símbolo	Definição
aceleração	metro/ segundo quadrado	m/s^2	Aceleração de um corpo sólido em movimento retilíneo uniformemente variado, cuja velocidade varia de 1 metro por segundo em 1 segundo.
área	Metro quadrado	m^2	Área de um quadrado cujo lado tem 1 metro de comprimento.
força	Newton	N	Força que comunica à massa de 1 quilograma a aceleração de 1 metro por segundo, por segundo.
frequência	Hertz	Hz	Frequência de um fenômeno periódico cujo período é de 1 segundo.
massa específica	quilograma/ metro cúbico	kg/m^3	Massa específica de um corpo homogêneo, em que um volume igual a 1 metro cúbico contém massa igual a 1 quilograma.
momento de uma força ou torque	Newton- metro	N.m	Momento de uma força de 1 newton em relação a um ponto distante 1 metro de sua linha de ação.
peso específico	Newton/ metro cúbico	N/m^3	Considerado a razão existente entre a intensidade do seu peso e o volume ocupado.
potência	Watt	W	Potência desenvolvida quando se realiza, de maneira contínua e uniforme, o trabalho de 1 joule em 1 segundo.
pressão	Pascal	Pa	Pressão exercida por uma força de 1 newton, uniformemente distribuída sobre uma superfície plana de 1 metro quadrado de área, perpendicular à direção da força.
tensão	Pascal	Pa	Estado de um corpo submetido à ação de forças opostas que o atraem.
tensão superficial	Newton/ metro	N/m	Efeito físico que ocorre na interface entre a água e o ar. Faz com que a camada superficial de um líquido venha a se comportar como uma membrana elástica.
trabalho	Joule	J	Trabalho realizado por uma força constante de 1 newton, que desloca seu ponto de aplicação de 1 metro na sua direção.

Grandeza	Unidade	SI Símbolo	Definição
vazão	metro cúbico/segundo	m ³ /s	Vazão de um fluido que, em regime permanente através de uma superfície determinada, escoo o volume de 1 metro cúbico de fluido em 1 segundo.
velocidade	metro/segundo	m/s	Velocidade de um corpo sólido que, em movimento uniforme, percorre a distância de 1 metro em 1 segundo.
velocidade angular	radiano/segundo	rad/s	Velocidade angular de um corpo sólido que, em movimento de rotação uniforme, descreve 1 radiano em 1 segundo.
viscosidade	Pascal-segundo	Pa.s	Viscosidade dinâmica de um fluido que se escoo de forma tal que sua velocidade varia de 1 metro por segundo, por metro de afastamento na direção perpendicular ao plano de deslizamento, quando a tensão tangencial ao longo desse plano é constante e igual a 1 pascal.
voltagem	Volts	V	Tensão elétrica entre os terminais de um elemento passivo de circuito que dissipa a potência de 1 watt quando percorrido por uma corrente invariável de 1 ampère.
volume	metro cúbico	m ³	Volume igual a 1000 litros.

2.4 Múltiplos e submúltiplos

Algumas grandezas podem alcançar valores que não são apropriados. Para evitar esse problema, o SI optou por um conjunto de prefixos que permitem criar múltiplos e submúltiplos decimais das unidades de base, complementares e derivadas, conforme descrito na Tabela 4. Verifica-se que os prefixos maiores que quilo são representados por letras maiúsculas e, quando possível, deve-se dar preferência aos prefixos múltiplos de 1000.

Tabela 4 – Prefixos SI

Prefixo	SI Símbolo	Fator Multiplicador
zeta	Z	10 ²¹
exa	E	10 ¹⁸
peta	P	10 ¹⁵
tera	T	10 ¹²
giga	G	10 ⁹
mega	M	10 ⁶
quilo	k	10 ³

Prefixo	SI Símbolo	Fator Multiplicador
hecto	h	10^2
deca	da	10^1
deci	d	10^{-1}
centi	c	10^{-2}
mili	m	10^{-3}
micro	μ	10^{-6}
nano	n	10^{-9}
pico	p	10^{-12}
femto	f	10^{-15}
atto	a	10^{-18}
zepto	z	10^{-21}

3. TERMINOLOGIA, SIMBOLOGIA E UNIDADES EM GEOTECNIA PARA SOLOS NÃO SATURADOS

A seguir, serão listadas as principais grandezas utilizadas na Mecânica dos Solos Não Saturados, com os respectivos símbolos e as unidades normalmente utilizadas (SI). Algumas grandezas podem ser representadas por mais de um símbolo, nesse caso, aquele que aparece primeiro é o mais adequado.

3.1 Sinais

Tabela 5 – Sinal utilizado nos símbolos

Sinal	Grandeza	Aplicação
'	apóstrofe	Aplica-se a uma tensão efetiva ou a parâmetros referidos a tensões efetivas.
-	barra	Sobre um símbolo, refere-se a um valor médio.
.	ponto	Sobre um símbolo, indica derivada em relação ao tempo.
δ , Δ	delta	Antes de um símbolo, indicam variação ou incremento.

3.2 Geral

Tabela 6 – Unidades gerais

Grandeza	SI Símbolo	Unidade
Aceleração	a	m/s^2
Aceleração da gravidade	g	m/s^2
Altura	H, h	m

Grandeza	SI Símbolo	Unidade
Área	A	m ²
Comprimento	L, l	m
Diâmetro	d, D, ϕ	m
Energia	E	J
Espessura	H, h, d	m
Fator de segurança	F	l
Força	F	kN
Largura	B, b	m
Massa	m	kg
Massa específica	ρ	kg/m ³
Momento	M	kN.m
Peso	W	kN
Peso específico	γ	kN/m ³
Potência	P	W
Pressão	p, P	kPa
Profundidade	D, z	m
Quantidade de calor	Q	J
Raio	r, a	m
Taxa de transferência de calor	q	W
Temperatura	T	K, °C
Tempo	t	s, min, h, d
Tensão	σ	kPa
Torque	T	kN.m
Trabalho	W	J
Velocidade	v	m/s
Volume	V	m ³
Volume de fluidos	v	l

3.3 Propriedades físicas do solo

As propriedades físicas dos solos não saturados são constituídas por: estrutura do solo, textura do solo, porosidade, cor e consistência. Desse modo, a física de solos estuda e define, qualitativa e quantitativamente, as propriedades físicas, bem como sua medição, predição e controle, com o objetivo principal de entender os mecanismos que governam a funcionalidade dos solos. A importância prática de se entender o comportamento físico do solo está associada ao seu uso e manejo apropriado.

3.3.1 Índices físicos

Tabela 7 – Índices físicos do solo

Grandeza	SI Símbolo	Unidade	Definição
Densidade relativa (dos sólidos)	D_R	-	Razão entre a massa das partículas sólidas e seu volume.
Grau de saturação	S, S_r	%	Razão entre o volume de água intersticial e o volume de vazios.
Índice de densidade (relativa)	I_D	1, %	Definida por: $(e_{\max} - e) / (e_{\max} - e_{\min})$
Índice de vazios	e	-	Razão entre o volume de vazios e o volume de partículas sólidas.
Índice de vazios crítico	e_c	-	Índice de vazios para o qual não há variação de volume total.
Índice de vazios inicial	e_o	-	Índice de vazios no estado natural do solo.
Massa específica	ρ	kg/m^3	Razão entre a massa total e o volume total do solo.
Massa específica aparente seca	ρ_d	kg/m^3	Razão entre a massa das partículas sólidas e o volume total do solo.
Massa específica saturada	ρ_{sat}	kg/m^3	Razão entre a massa total e o volume total do solo completamente saturado.
Massa específica submersa	ρ'	kg/m^3	Diferença entre a massa específica saturada e a massa específica da água
Massa específica dos sólidos	ρ_s	kg/m^3	Razão entre a massa das partículas sólidas e o volume de sólidos.
Massa específica da água	ρ_w	kg/m^3	Razão entre a massa da água e o volume de água.
Massa específica do ar	ρ_a	kg/m^3	Razão entre a massa de ar e o volume de ar.
Porosidade	n	%	Razão entre o volume de vazios e o volume total do solo.
Peso específico	γ	kN/m^3	Razão entre o peso total e o volume total do solo.
Peso específico aparente seco	γ_d	kN/m^3	Razão entre o peso das partículas sólidas e o volume total do solo.
Peso específico solo saturado	γ_{sat}	kN/m^3	Razão entre o peso total e o volume total do solo completamente saturado.
Peso específico submerso	γ'	kN/m^3	Diferença entre o peso específico saturado e o peso específico da água
Peso específico dos sólidos	γ_s	kN/m^3	Razão entre o peso das partículas sólidas e o volume de sólidos.

Grandeza	SI Símbolo	Unidade	Definição
Peso específico da água	γ_w	kN/m ³	Razão entre o peso da água e o volume de água.
Peso específico do ar	γ_a	kN/m ³	Razão entre o peso de ar e o volume de ar.
Teor de umidade	w	%	Razão entre o peso da água intersticial e o peso das partículas sólidas.
Teor de umidade volumétrico	θ	%	Razão entre o volume de água intersticial e o volume total do solo.

Os índices físicos denominados teor de umidade e índice de vazios são apresentadas na literatura em casos específicos, como: teor de umidade global, índice de vazios global, teor de umidade efetivo, índice de vazios efetivo, teor de umidade intra-agregado, teor de umidade interagregado, índice de vazios intra-agregado e índice de vazios interagregado.

O índice de vazios e o teor de umidade efetivos são usados para solos constituídos por argilominerais expansivos, pois tanto o peso da água de expansão do mineral não compõe a umidade efetiva do solo quanto o seu volume não integra o volume de vazios, visto que não contribuem efetivamente para as propriedades como plasticidade nem para o comportamento geotécnico.

Os termos intra-agregado e interagregado referem-se aos microporos e mesoporos, respectivamente.

3.3.2 Consistência e compacidade

Um solo argiloso pode se apresentar em um estado líquido, plástico, semissólido ou sólido, dependendo do seu teor de umidade. A esse estado físico do solo chama-se consistência. Por outro lado, os solos arenosos podem variar seu estado de fofo a compacto, e a esse estado físico chama-se compacidade.

O termo “densidade relativa” (D_R) foi substituído por “índice de densidade” (I_D), e densidade relativa passa a definir gravidade específica.

Tabela 8 – Grandezas, símbolos e unidades de consistência e compacidade dos solos

Grandeza	SI Símbolo	Unidade	Definição
Índice de consistência	I_C	-	Definido por: $(w_L - w) / I_P$
Índice de densidade (relativa)	I_D	-, %	Definida por: $(e_{max} - e) / (e_{max} - e_{min})$
Índice de liquidez	I_L	-	Definido por: $(w - w_P) / I_P$
Índice de plasticidade	I_P	%	Diferença entre os limites líquido e plástico.
Índice de vazios máximo	e_{max}	-	Índice de vazios de um solo no estado menos compacto (estado fofo).

Índice de vazios mínimo	e_{\min}	-	Índice de vazios de um solo no estado mais compacto (estado compacto).
Limite de contração	w_S	%	Umidade máxima de um solo, em que uma redução da umidade não causa diminuição do volume do solo.
Limite de liquidez	w_L	%	Umidade de um solo remoldado no limite entre os estados líquido e plástico.
Limite de plasticidade	w_P	%	Umidade de um solo remoldado no limite entre os estados plástico e semissólido.

3.3.3 Granulometria

Os solos recebem designações segundo as dimensões das partículas compreendidas entre determinados limites convencionais, conforme classificações adotadas. Assim, a medição do diâmetro das diferentes partículas que compõe o solo é chamada de granulometria. Esses diâmetros podem variar desde intervalos de micra até centímetros.

Tabela 9 – Grandezas, símbolos e unidades de granulometria

Grandeza	SI Símbolo	Unidade	Definição
Coefficiente de curvatura	C_C	-	Definido por: $D_{30}^2/(D_{60} \times D_{10})$
Coefficiente de não-uniformidade	C_U	-	Definido por: D_{60}/D_{10}
Diâmetro de n % passando	d_n, D_n	mm	Tamanho correspondente a uma peneira de n% na curva granulométrica.
Diâmetro dos grãos	d, D	mm	Tamanho do grão (partícula) determinado na análise granulométrica por peneiras e sedimentação.
Diâmetro efetivo	D_e, D_{10}	mm	Diâmetro que, na curva granulométrica, corresponde à percentagem que passa igual a 10%.

3.4 Propriedades químicas e mineralógicas do solo

As propriedades químicas e mineralógicas dos solos são abrangentes. Neste item, são apresentados o nome e a fórmula química de alguns dos principais minerais, argilo-minerais, óxidos e hidróxidos constituintes dos solos.

Tabela 10 – Nome e fórmula química de minerais primários, argilominerais, óxidos e hidróxidos

Nome	Fórmula Química
Brucita	$(\text{Mg}, \text{Al})_6(\text{OH})_{12}$
Calcita	CaCO_3
Caulinita	$\text{Si}_4\text{Al}_4\text{O}_{10}(\text{OH})_8$
Clorita	$(\text{Si}, \text{Al})_8(\text{Mg}, \text{Fe})_6\text{O}_{20}(\text{OH})_4$
Dolomita	$\text{MgCa}(\text{CO}_3)_2$
Esmectita	$\text{Al}_4\text{Si}_8\text{O}_{20}(\text{OH})_4.n\text{H}_2\text{O}$
Feldspatos	$(\text{K}, \text{Na}, \text{Ca})(\text{Si}, \text{Al})_4\text{O}_8$
Ferrihidrita	$(\text{Fe})_{4-5}(\text{OH}, \text{O})_{12}$
Gibbsita	$\text{Al}(\text{OH})_3$
Goethita	$\text{FeO}(\text{OH})$
Hematita	Fe_2O_3
Ilita	$(\text{K}, \text{H}_3\text{O})(\text{Al}, \text{Mg}, \text{Fe})_2(\text{Si}, \text{Al})_4\text{O}_{10}[(\text{OH})_2, (\text{H}_2\text{O})]$
Magnetita	Fe_3O_4
Mica (Biotita)	$\text{K}_2\text{Al}_2\text{O}_5[\text{SiO}_5]_3(\text{Mg}, \text{Fe})_6(\text{OH})_4$
Mica (Muscovita)	$\text{K}_2\text{Al}_2\text{O}_5[\text{SiO}_5]_3\text{Al}_4(\text{OH})_4$
Montmorilonita	$(\text{Na}, \text{Ca})_{0,3}(\text{Al}, \text{Mg})_2\text{Si}_4\text{O}_{10}(\text{OH})_2.n\text{H}_2\text{O}$
Paligorsquita	$\text{Mg}_5\text{Si}_8\text{O}_{20}(\text{OH})_2(\text{OH})_2.4\text{H}_2\text{O}$
Quartzo	SiO_2
Sepiolita	$\text{Mg}_8\text{Si}_{12}\text{O}_{30}(\text{OH})_4(\text{OH})_2.8\text{H}_2\text{O}$
Vermiculita	$\text{Mg}(\text{Mg}, \text{Fe}^{2+}, \text{Fe}^{3+}, \text{Al})_6(\text{SiAl})_8\text{O}_{20}(\text{OH})_4.n(\text{H}_2\text{O})$

3.5 Propriedades hidráulicas

As propriedades hidráulicas são referentes às diferentes características que o solo apresenta ao ser percolado por um fluido ou simplesmente pela água constituinte da sua fase líquida. Recomenda-se empregar o termo condutividade hidráulica ao coeficiente de permeabilidade.

Tabela 11 – Grandezas, símbolos e unidades das propriedades hidráulicas do solo

Grandeza	SI Símbolo	Unidade	Definição
Carga altimétrica	z	m	Diferença de cota entre o ponto considerado e qualquer cota definida como referência.
Carga hidráulica	h	m	Soma da carga altimétrica, da carga piezométrica (u/γ_w) e da carga cinética. Como as velocidades são baixas, despreza-se a carga cinética.
Carga piezométrica	h_p	m	Pressão neutra no ponto, expressa em altura de coluna d'água. Definido por: u/γ_w
Coefficiente de permeabilidade	k	m/s	Razão entre a velocidade de descarga e o gradiente hidráulico correspondente (v/i).
Coefficiente de permeabilidade a 20°C	k_{20}	m/s	Razão entre a velocidade de descarga e o gradiente hidráulico correspondente à temperatura de 20°C.
Coefficiente de permeabilidade horizontal	k_h	m/s	Coefficiente de permeabilidade medido horizontalmente à estratificação do solo (sentido do fluxo paralelo à estratificação).
Coefficiente de permeabilidade vertical	k_v	m/s	Coefficiente de permeabilidade medido verticalmente à estratificação do solo (sentido do fluxo perpendicular à estratificação).
Força de percolação (por volume)	j	kN/m ³	Força devida ao fluxo com o qual a água que infiltra atua sobre as partículas sólidas contidas em uma unidade volumétrica do solo ($j = i \cdot \gamma_w$).
Gradiente hidráulico	i	-	Perda de carga hidráulica por unidade de comprimento na direção do fluxo.
Gradiente hidráulico crítico	i_c	-	Gradiente hidráulico em que a tensão efetiva pode ser nula.
Número de canais de fluxo	n_f	-	Número de linhas de fluxo.
Número de equipotenciais	n_q	-	Número de equipotenciais.
Vazão	Q, q	m ³ /s, l/s	Volume de água que percola através de uma seção do solo dada por unidade de tempo.
Velocidade de descarga	v	m/s	Razão entre a vazão e a área da seção do fluxo.
Velocidade de percolação	v_p	m/s	Velocidade com que a água escoar nos vazios do solo, considerando a área efetiva de escoamento.

3.6 Resistência ao cisalhamento

Tabela 12 – Grandezas, símbolos e unidades das propriedades de resistência ao cisalhamento

Grandeza	SI Símbolo	Unidade	Definição
Ângulo de atrito	ϕ	°	Ângulo formado com o eixo das tensões normais pela tangente ao círculo de Mohr. Parâmetro de resistência ao cisalhamento do solo em relação à tensão total, definido pela equação: $\tau_f = c + \sigma \text{tg}\phi$
Ângulo de atrito efetivo	ϕ'	°	Ângulo formado com o eixo das tensões normais pela tangente ao círculo de Mohr. Parâmetro de resistência ao cisalhamento do solo em relação à tensão efetiva, definido pela equação: $\tau_f = c' + \sigma' \text{tg}\phi'$
Ângulo de atrito residual	ϕ'_R	°	
Coesão	c	kPa	Parâmetro de resistência ao cisalhamento do solo em relação à tensão total, definido pela equação: $\tau_f = c + \sigma \text{tg}\phi$
Coesão efetiva	c'	kPa	Parâmetro de resistência ao cisalhamento do solo em relação a tensões efetivas, definido pela equação: $\tau_f = c' + \sigma' \text{tg}\phi'$
Coesão remoldada	c_r	kPa	
Coesão residual	c'_R	kPa	
Resistência ao cisalhamento de pico	τ_f	kPa	Tensão cisalhante máxima na ruptura, no plano de ruptura em um determinado ponto.
Resistência ao cisalhamento remoldada	τ_r	kPa	Tensão cisalhante de solos remoldados.
Resistência ao cisalhamento residual	τ_R	kPa	Tensão cisalhante a grandes deslocamentos. Resistência ao cisalhamento que o solo mantém para grandes deslocamentos.
Resistência à compressão simples	σ_c	kPa	Tensão cisalhante máxima na ruptura durante o ensaio de compressão simples ($\sigma_3 = 0$).
Resistência à tração	σ_t	kPa	Tensão cisalhante máxima na ruptura do ensaio de compressão diametral (ensaio brasileiro).

Grandeza	SI Símbolo	Unidade	Definição
Resistência não drenada	S_u	kPa	Resistência ao cisalhamento para solos de baixa permeabilidade, em que ocorre pouca dissipação durante a aplicação da carga.
Sensibilidade	S_t	-	Razão entre as resistências ao cisalhamento de um solo indeformado e um solo amolgado.

3.7 Tensões e deformações

Tabela 13 – Grandezas, símbolos e unidades de tensões e deformações

Grandeza	SI Símbolo	Unidade	Definição
Coefficiente de atrito	μ	-	Relação entre a força cisalhante e força normal no ponto de contato entre dois corpos sólidos.
Coefficiente de Poisson	ν	-	Relação entre as deformações radiais e deformações axiais.
Coefficiente de viscosidade	η	kPa.s	Tensão cisalhante necessária para manter certa diferença de velocidade de fluxo entre dois planos paralelos em um fluido.
Componentes do deslocamento	u, v, w	m	
Deformação axial	ϵ_a	%	Varição volumétrica por unidade de volume na direção longitudinal.
Deformação cisalhante	γ	%	Varição angular entre dois planos originalmente perpendiculares entre si.
Deformações em coord. retangulares	$\epsilon_x, \epsilon_y, \epsilon_z$	%	
Deformações em coord. polares	ϵ_r, ϵ_q	%	
Deformação linear	ϵ	%	Varição volumétrica por unidade de volume em uma determinada direção.
Deformações principais	$\epsilon_1, \epsilon_2, \epsilon_3$	%	Deformações correspondentes a cada uma das três direções ortogonais para as quais a distorção angular é nula.
Deformação volumétrica	ϵ_v	%	Varição volumétrica por unidade de volume na direção longitudinal.
Módulo de compressibilidade volumétrica	K	kPa	Relação entre a variação da tensão isotrópica e a variação volumétrica correspondente.

Grandeza	SI Símbolo	Unidade	Definição
Módulo de elasticidade	E	kPa	Relação entre a variação da tensão normal e a variação das deformações em uma mesma direção.
Módulo de elasticidade transversal	G	kPa	Relação entre a variação da tensão cisalhante e a variação das deformações cisalhantes.
Poropressão	u	kPa	Pressão de água, superior à pressão atmosférica, existente nos vazios de um solo saturado.
Poropressão da água	u_w	kPa	Pressão de água existente nos vazios de um solo não saturado.
Poropressão do ar	u_a	kPa	Pressão de ar existente nos vazios de um solo não saturado.
Pressão	P	kPa	Relação entre uma determinada força por unidade de área.
Pressão externa	p_o	kPa	
Pressão interna	p_i	kPa	
Sucção matricial	$s, (u_a - u_w)$	kPa	Parcela de sucção referente à pressão isotrópica negativa da água intersticial do solo devida às forças de capilaridade e de adsorção e que depende da matriz do solo.
Sucção osmótica	π	kPa	Parcela de sucção relacionada à diferença de concentração química de solutos da água no solo.
Sucção total	ψ	kPa	Representa a soma de duas parcelas de sucção, a sucção matricial e a sucção osmótica.
Tensão axial	σ_a	kPa	Tensão normal atuante na direção longitudinal.
Tensão cisalhante	τ	kPa	Tensão que atua tangencialmente a um determinado um plano.
Tensão cisalhante octaédrica	τ_{oct}	kPa	Tensão que atua tangencialmente em um plano octaédrico.
Tensão confinante	σ_c	kPa	
Tensão normal efetiva	σ'	kPa	Tensão transferida por meio de contato intergranular, definida como $\sigma' = \sigma - u$, para solos saturados.
Tensões normais em coord. retangulares	$\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z$	kPa	
Tensões normais em coord. polares	σ_r, σ_q	kPa	

Grandeza	SI Símbolo	Unidade	Definição
Tensão normal líquida	$\sigma - u_a$	kPa	Tensão que atua perpendicularmente em um determinado plano menos a pressão de ar existente nos vazios do solo.
Tensão normal octaédrica	σ_{oct}	kPa	Tensão que atua perpendicularmente em um plano octaédrico.
Tensão normal total	σ	kPa	Tensão, superior a pressão atmosférica, que atua perpendicularmente em um determinado plano.
Tensões principais	$\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$	kPa	Tensões máximas que atuam sobre cada um dos três planos ortogonais onde as tensões cisalhantes são nulas.
Tensão superficial	σ_s	kN/m	Pressão resultante do efeito de forças intermoleculares na interface ar-água.

3.8 Ensaios de laboratório e campo

3.8.1 Ensaios de laboratório

Tabela 14 – Grandezas, símbolos e unidades de ensaios de laboratório mais usuais

Grandeza	SI Símbolo	Unidade	Definição
Ângulo de atrito	ϕ	°	Ângulo formado com o eixo das tensões normais pela tangente ao círculo de Mohr. Parâmetro de resistência ao cisalhamento do solo em relação à tensão total, definido pela equação: $\tau_f = c + \sigma \tan \phi$
Ângulo de atrito efetivo	ϕ'	°	Ângulo formado com o eixo das tensões normais pela tangente ao círculo de Mohr. Parâmetro de resistência ao cisalhamento do solo em relação à tensão efetiva, definido pela equação: $\tau_f = c' + \sigma' \tan \phi'$
Ângulo da razão de coesão e sucção	ϕ^b	°	Ângulo que indica o acréscimo de resistência ao cisalhamento com o aumento da sucção.
Ângulo de atrito residual	ϕ'_R	°	
Carga altimétrica	z	m	Diferença de cota entre o ponto considerado e qualquer cota definida como referência.
Carga hidráulica	h	m	Soma da carga altimétrica, da carga piezométrica (u/γ_w) e da carga cinética. Como as velocidades são baixas, despreza-se a carga cinética.

Grandeza	SI Símbolo	Unidade	Definição
Carga piezométrica	h_p	m	Pressão neutra no ponto, expressa em altura de coluna d'água. Definido por: u/γ_w
Coefficiente de permeabilidade	k	m/s	Razão entre a velocidade de descarga e o gradiente hidráulico correspondente (v/i).
Coefficiente de permeabilidade à 20°	k_{20}	m/s	Razão entre a velocidade de descarga e o gradiente hidráulico correspondente à temperatura de 20°C.
Coefficiente de permeabilidade horizontal	k_h	m/s	Coefficiente de permeabilidade medido horizontalmente à estratificação do solo (sentido do fluxo paralelo à estratificação).
Coefficiente de permeabilidade na fase gasosa	k_a	m/s	Velocidade de descarga contínua que se desenvolve em meio à fase gasosa.
Coefficiente de permeabilidade na fase líquida	k_w	m/s	Velocidade de descarga contínua que se desenvolve em meio à fase líquida.
Coefficiente de permeabilidade não saturada	$k(s)$	m/s	Velocidade da descarga de água em meio poroso não saturado.
Coefficiente de permeabilidade saturada	k	m/s	Velocidade da descarga de água em meio poroso saturado.
Coefficiente de permeabilidade vertical	k_v	m/s	Coefficiente de permeabilidade medido verticalmente à estratificação do solo (sentido do fluxo perpendicular à estratificação).
Coesão	c	kPa	Parâmetro de resistência ao cisalhamento do solo em relação à tensão total, definido pela equação: $\tau_f = c + \sigma \tan \phi$
Coesão efetiva	c'	kPa	Parâmetro de resistência ao cisalhamento do solo em relação a tensões efetivas, definido pela equação: $\tau_f = c' + \sigma' \tan \phi'$
Coesão remoldada	c_r	kPa	
Coesão residual	c_R'	kPa	
Constante universal dos gases	R	J/mol.K	
Densidade do ar	ρ_a	g/cm ³	
Gradiente hidráulico	i, i_w	-	Perda de carga hidráulica por unidade de comprimento na direção do fluxo.

Grandeza	SI Símbolo	Unidade	Definição
Gradiente hidráulico crítico	i_c	-	Gradiente hidráulico em que a tensão efetiva pode ser nula.
Índice de compressão do solo	C_c	-	Relação entre a variação do índice de vazios e a variação das tensões efetivas no trecho de compressão virgem de carregamento.
Índice de expansão	C_s	-	Relação entre a variação do índice de vazios e a variação das tensões efetivas no trecho de expansão ou descarregamento.
Índice de recompressão do solo	C_r	-	Relação entre a variação do índice de vazios e a variação das tensões efetivas no trecho de recompressão de carregamento.
Índice de resistência à carga puntiforme	I_s	-	
Resistência à compressão simples	σ_c	kPa	Tensão cisalhante máxima na ruptura durante o ensaio de compressão simples ($\sigma_3 = 0$).
Resistência à tração	σ_t	kPa	Tensão cisalhante máxima na ruptura do ensaio de compressão diametral (ensaio brasileiro).
Resistência ao cisalhamento de pico	τ_f	kPa	Tensão cisalhante máxima na ruptura, no plano de ruptura em um determinado ponto.
Resistência ao cisalhamento remoldada	τ_r	kPa	Tensão cisalhante de solos remoldados.
Resistência ao cisalhamento residual	τ_R	kPa	Tensão cisalhante a grandes deslocamentos. Resistência ao cisalhamento que o solo mantém para grandes deslocamentos.
Resistência não drenada	S_u	kPa	Resistência ao cisalhamento para solos de baixa permeabilidade, onde ocorre pouca dissipação durante a aplicação da carga.
Temperatura	T	°C	
Tensão de pré-adensamento	σ'_p	kPa	Tensão vertical efetiva máxima que está relacionada ao histórico de carregamento a que um solo foi submetido no passado.
Tensão normal líquida	$\sigma - u_a$	kPa	Tensão que atua perpendicularmente em um determinado plano menos a pressão de ar existente nos vazios do solo.
Tensão principal maior líquida	$\sigma_1 - u_a$	kPa	Tensão que atua sobre o plano principal maior, menos a pressão de ar existente nos vazios do solo.

Grandeza	SI Símbolo	Unidade	Definição
Tensão principal menor líquida	$\sigma_3 - u_a$	kPa	Tensão que atua sobre o plano principal menor, menos a pressão de ar existente nos vazios do solo.
Sucção matricial	$s, (u_a - u_w)$	kPa	Parcela de sucção referente à pressão isotrópica negativa da água intersticial do solo devido às forças de capilaridade e de adsorção e que depende da matriz do solo.
Sucção osmótica	π	kPa	Parcela de sucção relacionada à diferença de concentração química de solutos da água no solo.
Sucção total	ψ	kPa	Representa a soma de duas parcelas de sucção, a sucção matricial e a sucção osmótica.
Vazão	Q, q	$m^3/s, l/s$	Volume de água que percola através de uma seção do solo dada por unidade de tempo.
Velocidade de descarga	v	m/s	Razão entre a vazão e a área da seção do fluxo.
Velocidade de percolação	v_p	m/s	Velocidade com que a água escoa nos vazios do solo, considerando a área efetiva de escoamento.
Umidade relativa	UR	%	Relação entre a pressão de vapor e a pressão de vapor de saturação do ar.

3.8.2 Ensaios de campo

Algumas grandezas, símbolos e unidades com descrições similares às apresentadas na Tabela 14 para os ensaios de laboratório, como as que se referem à sucção, são, muitas vezes, usadas em ensaios de campo.

Tabela 15 – Grandezas, símbolos e unidades de ensaios de campo

Grandeza	SI Símbolo	Unidade	Definição
Altura total de penetração do amostrador	h	cm	
Índice de área de um amostrador	C_a	%	
Índice de classificação do material	I_D	-	
Índice de tensão horizontal	K_D	-	
Módulo confinado determinado pelo ensaio DMT	M_{DMT}	kPa	

Grandeza	SI Símbolo	Unidade	Definição
Módulo dilatométrico	E_D	kPa	
Módulo pressiométrico	E_M	kPa	
Número de golpes para o cone dinâmico	N_{dc}	-	
Número de golpes para 0,2 m	N_d	-	
Número de golpes SPT	N	-	Índice determinado a partir da contagem do número de golpes necessários para cravação de um amostrador padrão no solo em ensaio SPT.
Número de meia-voltas para 0,2 m	N_{ht}	-	
Percentagem de recuperação	R	%	
Poropressão hidrostática no equilíbrio	u_o	kPa	
Pressão limite do pressiómetro	P_l	kPa	
Profundidade do nível d'água	NA	m	
Razão de atrito	R_f	-	Atrito lateral dividido pela resistência de ponta, f_s/q_c , do CPT
Razão de atrito normalizada	F_r	-	
Relação de folga externa	C_o	%	
Relação de folga interna	C_i	%	
Resistência de ponta estática ou resistência de ponta	q_c	kPa	Parcela de resistência referente à tensão média que atua sobre a ponta cônica em ensaio de penetração estática do cone.
Resistência de ponta dinâmica	q_d	kPa	Parcela de resistência referente à tensão média que atua sobre a ponta cônica em ensaio de penetração dinâmica.
Resistência de ponta normalizada	Q_{tn}	-	
Resistência dinâmica	r_d	kPa	
Resistência lateral ou atrito lateral	f_s	kPa	
Resistência real mobilizada	q_t	kPa	
Tensão de atrito lateral	f_T	kPa	

Grandeza	SI Símbolo	Unidade	Definição
Torque	T	kgf.m	
Velocidade de propagação da onda cisalhante	V _s	m/s	

3.9 Aplicações Geotécnicas a Solos Não Saturados

Tabela 16 – Grandezas, símbolos e unidades de aplicações geotécnicas a solos não saturados

Grandeza	SI Símbolo	Unidade	Definição
Aderência solo-muro	a	kPa	
Altura de ascensão capilar	h _c	m	
Altura do talude	H	m	
Ângulo de atrito solo-muro	δ	°	
Ângulo de mergulho da descontinuidade	ψ	°	
Ângulo do talude com a horizontal	β	°	
Carga axial aplicada	Q	kN	
Coefficientes de correção de forma	s _c , s _q , s _g	-	
Coefficientes de correção de inclinação	i _c , i _q , i _g	-	
Coefficiente de empuxo ativo	K _a	-	
Coefficiente de empuxo em repouso	K _o	-	
Coefficiente de empuxo passivo	K _p	-	
Coefficiente de poropressão	B, r _u	-	
Comprimento da fundação	L	m	
Empuxo passivo	E _p	kN/m	
Excentricidade	e	m	
Fatores de capacidade de carga	N _c , N _q , N _g	-	
Fator de resistência residual	R	-	
Força de resistência de ponta	Q _p	kN	
Força lateral aplicada	H	kN	
Inclinação do terrapleno	i	°	
Largura da fundação	B	m	

Grandeza	SI Símbolo	Unidade	Definição
Módulo de reação	k_s	kN/m^3	
Pressão axial aplicada	q	kPa	
Pressão limite	q_l	kPa	
Profundidade da camada resistente	D	m	
Profundidade das fendas de tração	z	m	
Profundidade da fundação	D	m	
Profundidade do nível freático	z_w	m	
Recalque	s	m	
Relação entre tensões σ'_h e σ'_v	K	-	
Resistência ao cisalhamento mobilizada	τ	kPa	
Resistência lateral total	Q_s	kN	
Resistência lateral unitária	q_s	kPa	

3.10 Modelagem

A Tabela 17 lista as grandezas, unidades e símbolos mais utilizados nos modelos constitutivos empregados na Mecânica dos Solos Não Saturados.

Tabela 17 – Grandezas, unidades e símbolos utilizados nos modelos empregados na Mecânica dos Solos Não Saturados

Grandeza	SI Símbolo	Unidade	Definição
Volume específico para $p = p^c$	$N(s)$	-	
Volume específico para $p = p^c$ com o solo na condição saturada	$N(0)$	-	
Parâmetro de compressão elastoplástico do solo dependente da sucção	$\lambda(s)$	-	
Parâmetro de compressão elastoplástico do solo na condição saturada	$\lambda(0)$	-	
Parâmetro de compressão elástico do solo para variações de sucção	κ_s	-	

Grandeza	SI Símbolo	Unidade	Definição
Parâmetro de compressão elástico do solo para variações de tensões	κ	-	
Parâmetro de compressão plástico do solo para variações de sucção	λ_s	-	
Parâmetro de forma da curva de retenção de van Genuchten (1980)	α	kPa ⁻¹	
Parâmetros de forma da curva de retenção de van Genuchten (1980)	m e n	-	
Parâmetro de máxima rigidez do solo para o modelo BBM	r	-	
Parâmetro que controla a lei de fluxo no modelo BBM	α	-	
Parâmetro que controla a taxa de aumento da rigidez do solo com a sucção	β	kPa ⁻¹	
Projeção da linha de estados críticos	M	-	
Tensão cisalhante	$q_s (\sigma_1 - \sigma_3)$	kPa	
Tensão cisalhante referente à trajetória K_o	q_{K_o}	kPa	
Tensão de cedência isotrópica do solo não saturado	p_o	kPa	
Tensão de cedência isotrópica do solo saturado	p_o^*	kPa	
Tensão de referência para $v = N(s)$	p^c	kPa	
Tensão média	p	kPa	
Tensão média referente à trajetória K_o	p_{K_o}	kPa	
Tensão que descreve o aumento da coesão do solo com a sucção	p_s	kPa	

REFERÊNCIAS

AMÁBILE, L.F. (2007). “Sistema internacional de unidades y Simbología de mecánica de suelos”. I Congreso Nacional de Ingeniería Civil, Asunción - 2007. <http://www.ing.una.py/pdf/1er-congreso-nacional-ingcivil/71ge-ia71.pdf>.

ASTM Des. E-380-70, Filadelfia, (Metric Practice Guide). A Guide to the Use of SI, the International System of Units.

FREDLUND, D. G.; RAHARDJO, H. & FREDLUND, M. D. (2012). Unsaturated Soil Mechanics in Engineering Practice. John Wiley & Sons, New Jersey, 926 p.

NCH179 (2008). Mecánica de Suelos. Símbolos, Unidades y Definiciones. NCh179. Of80. Santiago, Chile, 13 p.

Capítulo 3

ORIGEM E FORMAÇÃO DOS SOLOS, PERFIS DE INTEMPERISMO

Wilson Conciani
Paulo Cesar Burgos
Raimundo Leidimar Bezerra

1. INTRODUÇÃO

Este capítulo trata do conceito de solos tropicais e sua característica de solo não saturado. Os solos tropicais não são apenas aqueles que se localizam entre os trópicos, mas aqueles que têm um comportamento mecânico e propriedades físico-químicas diferenciados da mecânica tradicional dos solos e que se encontram entre os trópicos. As condições de formação desses solos e sua evolução ao longo do tempo mostram que é preciso um conceito diferente do utilizado na Mecânica dos Solos Clássica. Tais conceitos são trazidos da Mecânica dos Solos Não Saturados.

Nogami e Villibor (1995) entenderam que era preciso tomar um conceito pragmático de solos tropicais já que há uma variedade de conceitos aplicáveis segundo a área de estudo e região de interesse. Por isso, criaram um conceito que se limitava ao comportamento do solo. Esses dois pesquisadores se preocuparam, também, em abranger, em seu conceito de solo tropical, os lateríticos e os saprolíticos.

Novamente, a questão conceitual se torna importante. Para solos lateríticos ou lateritas, há, também, uma diversidade de conceitos. O conceito mais tradicional está ligado à composição química. Nesse caso, seriam solos lateríticos todos aqueles em que a relação sílica/sesquióxidos for maior ou igual a 2, isto é, trata-se de solo profundamente intemperizado. Aqui, há um ponto de consenso: são solos provenientes de evolução pedogenética.

A evolução pedogenética ocorrida se trata da lixiviação dos materiais silicosos e a fixação dos óxidos de ferro e alumínio nas regiões mais superficiais. Essa lixiviação acontece pelos sucessivos ciclos de umedecimento e secagem que ocorrem nas regiões tropicais úmidas.

Um ponto de frequentes desencontros está na conceituação de solos feita pela pedologia. Nesse caso, os solos lateríticos são confundidos – ou divididos – entre latossolos e plintossolos. O Manual Técnico de Pedologia do IBGE (BRASIL, 2007) mostra diversos casos em que a laterita aparece como sendo plintita, e, alguns casos, como sendo latosso-

lo. No entanto, para os engenheiros geotécnicos, importa saber que a evolução pedogenética é que dá origem a esses solos e que eles têm uma estrutura porosa, por vezes, levemente cimentada pelos óxidos e hidróxidos de ferro e alumínio. Essa cimentação pode se tornar muito forte e, assim, tem-se as concreções lateríticas (petroplintitas).

Os saprólitos são solos cuja evolução é recente, ou seja, a alteração da rocha promoveu a criação de um material pulverulento, inconsolidado. Esse material ainda conserva a estrutura da rocha, porém, com baixa coesão. A exposição desse material ocorre em regiões Tropicais onde o regime de chuvas é intenso, promovendo a erosão de modo mais rápido que a alteração. Alguns solos podem continuar a evoluir para solos residuais jovens e até maduros. Os solos saprolíticos ou residuais jovens são incluídos pela pedologia como neossolos.

A primeira dificuldade com esses solos está na sua classificação. Conforme será visto no Capítulo referente aos índices físicos, textura, consistência e classificação dos solos, os solos tropicais não se enquadram apropriadamente nos sistemas de classificações usualmente empregados em construções de estradas, barragens e prédios. Mesmo na identificação de solos tátil-visual prevista na NBR 6484, existe dificuldade para saber de que solo se está tratando. Já nos anos 1980, essa preocupação se fazia presente. Para construir o perfil estratigráfico dos solos, Vargas (1985) propunha que, seguinte à descrição tátil-visual que se faz nas sondagens do tipo SPT, fosse acrescida uma nota sobre a possível origem (saprolito, aluvião, laterítico, etc.). Outros autores, como Dias (1985), propunham acrescentar a classificação pedológica à descrição tátil-visual do solo. A proposição de Vargas (1985) foi incluída na revisão da NBR 6484/2020.

A descrição do perfil do solo é sempre um aspecto importante para o engenheiro geotécnico. Ferreira *et al.* (1991) reforçaram a ideia de que o comportamento colapsível ou expansivo do solo poderia ser inferido para previsões expeditas a partir de classificações pedológicas, isto é, para além da identificação e classificação do solo, são necessárias informações de sua gênese e estrutura para uma melhor inferência do seu comportamento.

O uso da descrição geológica do perfil de solo nos projetos de engenharia foi parte da experiência de vida e do livro de Gusmão Filho (1998). Para esse profissional, o conhecimento do perfil de solo leva o projetista a fazer previsões com um grau de incerteza acima do tolerado nas normas. Por outro lado, ao se conhecer a origem e as características de toda a região e do perfil em particular de um sítio as previsões se tornam mais assertivas, reduzindo riscos, custos e criando soluções mais adequadas a cada situação. Nessa mesma linha de raciocínio, Marques e Cintra (2000) propunham o uso de estacas que tinham um “bulbo” nas regiões onde o perfil fosse constituído por materiais menos resistentes. Desse modo, o projeto é completamente ajustado ao perfil local do terreno.

Neste capítulo, será feito um breve relato das condições de formação do solo, sua relação com a geologia local e regional. Para que isso seja possível, o próximo item se ocupa de fundamentar o conceito de intemperismo e sua ligação com a formação dos perfis de solos brasileiros. Serão mostrados alguns modos de ação do clima sobre as rochas e a evolução pedogenética dos solos nas regiões intertropicais. Esses mecanismos de formação de solos são os responsáveis pelos perfis encontrados na maior parte do território brasileiro.

2. INTEMPERISMO

Intemperismo é o conjunto de processos que desintegram e/ou decompõem a rocha, formando os solos. Quando o clima ou as condições conjuntas chamadas “tempo” ou “intempéries” atuam sobre a rocha, ela se transforma em solo. Logo, esse é um processo geológico natural. Pode-se dizer que a ação do clima sobre a rocha promove a acomodação a sua condição de exposição à superfície. Isso leva a duas inferências: o intemperismo pode ser acelerado por ação antrópica, e o tipo de rocha influencia na quantidade e no tipo de solo resultante.

Os processos de intemperismo podem ser agrupados em processos químicos e físicos. Há quem diga que existem, também, processos biológicos, os quais serão, aqui, tratados como físicos. Contudo, não se pode perder de vista que esses processos, em geral, agem conjuntamente e nem sempre é possível separá-los. A Tabela 1 mostra esses processos de forma agrupada.

Tabela 1 – Principais processos de intemperismo

Químicos	Físicos
Hidrólise	Desagregação
Hidratação	Expansão por alívio de tensão
Oxidação	Crescimento de cristais estranhos à rocha
Carbonatação	Expansão térmica
Quelação	Ação de organismos
Troca de bases	

2.1 Principais agentes

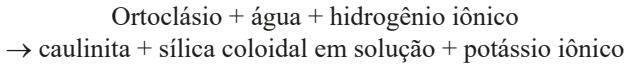
Para melhor entender o intemperismo, neste item, faz-se uma breve descrição de cada um dos processos atuantes.

2.1.1 Hidrólise

A hidrólise é uma reação química de quebra de ligação de uma molécula com a adição de uma molécula de água. Nessa reação, ocorre a quebra da molécula de água em íons de hidrogênio (H^+) e hidroxila (OH^-), que se ligam às duas moléculas resultantes da quebra; estas últimas podem ter caráter positivo e negativo. A hidrólise de um mineral é facilitada pela presença de ácido carbônico formado a partir das moléculas de CO_2 presentes na atmosfera. Quanto maior a quantidade de CO_2 , maior a quantidade de íons de hidrogênio disponíveis.

A estrutura dos silicatos é alterada por essa reação de hidrólise. Como os silicatos são os minerais mais abundantes da crosta terrestre, esse é um dos principais processos de intemperismo. A maioria dos silicatos são combinações com íons de K, Na e Ca. Entretanto, há, também, as combinações com Fe e Mg.

Um exemplo dessa reação pode ser visto na hidrólise do ortoclásio (feldspato potássico). Essa reação forma a caulinita presente na maioria dos solos brasileiros. A reação é mostrada a seguir.



ou



De uma forma geral, esse “ataque” dos íons de H^+ promove a quebra da estrutura dos silicatos e libera os cátions de Na^+ , K^+ , Ca^{++} . Logo, esses minerais podem, ainda, sofrer outras evoluções para minerais como a limonita e a goetita, ambos abundantes nos solos tropicais lateríticos.

2.1.2 Hidratação

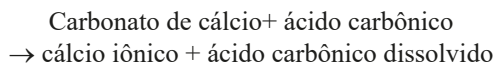
A hidratação é uma reação que constitui a entrada de uma molécula de água na estrutura mineral. Alguns autores consideram que esse processo é mais físico do que químico, já que, em sua maioria, trata-se da adsorção de uma molécula de água e não da alteração do composto. Nesse caso, a alteração está no tamanho da molécula. Como há um incremento no seu tamanho, a partícula gera enormes tensões de expansão que culminam com o fraturamento e a desagregação da rocha.

2.1.3 Carbonatação

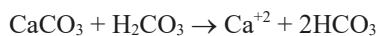
A reação de carbonatação acontece pela interação dos compostos com o ácido carbônico. O ácido carbônico aqui referido tem origem na dissolução do CO_2 presente na atmosfera. O CO_2 é produzido pelas plantas, pela respiração das pessoas, pela queima de combustíveis fósseis e pela decomposição da matéria orgânica presente na superfície do solo.

A reação do ácido carbônico com minerais é mais comum nos carbonatos de cálcio e magnésio, tais como a dolomita e a calcita. Essa forma de intemperismo é responsável pela formação de cavernas subterrâneas tão frequentes nas regiões de carste. Há, ainda, muitas subsidências de edificações e obras de infraestrutura que ocorrem devido à dissolução dos calcários e a sua lixiviação.

A reação química do ácido carbônico com o carbonato de cálcio pode ser vista a seguir.



ou



2.1.4 Quelação

A reação de quelação é a que ocorre pela entrada de um íon metálico na estrutura de um composto orgânico. O nome de quelação vem do grego *chele*, que significa pinça, uma referência ao formato com que os íons metálicos são fixados na molécula.

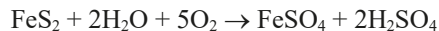
Essa é uma forma de intemperismo que está ligada aos compostos orgânicos complexos. Exemplos de quelação são encontrados quando as raízes das plantas retiram cátions metálicos do mineral. A mudança de composição química promove a desestruturação das moléculas, mudando seu formato e tamanho. Isso gera a alteração da rocha ou a sua decomposição.

2.1.5 Oxidação

O nome oxidação vem do antigo conceito de que um elemento se combinava com oxigênio para formar outra substância. Mais modernamente, entende-se que as reações de oxidação são aquelas em que o composto ou elemento perde elétrons, não necessariamente, na presença de oxigênio.

Os minerais mais suscetíveis a essa forma de intemperismo são aqueles que possuem C, P, e Mn em sua composição.

Segue-se um exemplo dessa reação:



Uma característica interessante dessa forma de intemperismo é a mudança de cor. Geralmente, os minerais oxidados tornam-se pretos, cinza, vermelhos, amarelos e alaranjados.

2.1.6 Troca de bases

A troca de bases é uma reação química em que um íon livre, geralmente positivo, é trocado por um íon presente em uma molécula. Essa reação é, também, conhecida como troca de cátions. Em alguns casos, ocorrem trocas de ânions, como as oxidrilas.

Os minerais são constituídos de cátions que, por vezes, são trocáveis. A troca de cátions presentes na composição/estrutura de um mineral, em geral, faz mudar seu tamanho, sua eletrovalência e estrutura. Essas mudanças são suficientes para reduzir a coesão da rocha. As trocas são mais frequentes entre soluções que percolam pelos vazios do solo e os cátions que compõem os minerais. Os principais cátions trocáveis são Na^+ , Ca^{+2} , Al^{+3} e Mg^{+2} . O principal desagregador, nesse caso, são as mudanças de tamanho dos íons e seus impactos na estrutura mineral. Basta, por exemplo, imaginar a troca de um íon de silício (Si^{+4}) por dois de magnésio (Mg^{+2}). O raio do íon de silício é de, aproximadamente, 0,39 nm, já o cátion de magnésio tem raio de 0,78 nm. Isso quer dizer que é preciso aumentar em, pelo menos, 4 vezes o tamanho da molécula para constituir o novo mineral. Essa expansão, por certo, promove a quebra da rocha.

2.1.7 Expansão Térmica

As alterações de temperatura impõem, aos corpos, a variação de volume. A quantidade de alteração volumétrica depende de cada corpo e de como a temperatura age sobre ele.

As rochas são materiais multimineralicos, logo, cada mineral vai se expandir em uma taxa e quantidade diferentes quando submetidos a uma mesma variação térmica. As diferenças em variação de volume e tempo de variação geram tensões internas diferenciais aos corpos rochosos, que culminam com a sua quebra e separação de partículas. Para além das eventuais fraturas imediatas, o processo de dilatação e contração diária pela variação térmica do dia leva a rocha à fadiga. Novamente, isso resulta em fratura e desagregação da superfície rochosa.

Aqui, surge o caráter multiação do intemperismo. Se a rocha tem pequenas trincas e fraturas produzidas pela expansão térmica, a água entra por esses espaços e atua nas partes mais internas do maciço.

2.1.8 Expansão diferencial por alívio de tensões

Não é difícil imaginar que quanto maior a pressão a que um corpo estiver submetido, menor será o seu volume. Na verdade, essa ação e a ação anterior fazem parte da Lei de Boyle-Mariot para variações de temperatura, pressão e volume.

As rochas, em geral, formam-se em profundidade. Portanto, estão sujeitas a pressões de elevada magnitude. Ao se aproximarem da superfície pela ação da erosão ou de dobramentos tectônicos, essas pressões se reduzem até chegar a valores da ordem de 100 kPa, o que corresponde à pressão atmosférica. Tais variações levam as rochas a um aumento de volume. Como decorrência do aumento de volume, surgem tensões internas que promovem o fraturamento e a fragmentação em blocos de rocha. Novamente, esses espaços se tornam porta de entrada da água e de plantas e micro-organismos.

2.1.9 Ação de organismos

Há diversas formas de se considerar a ação dos organismos na alteração das rochas. A forma mais simples é aquela que relaciona as pressões que as raízes de árvores ou pequenas plantas fazem nas paredes das fraturas e fissuras de maciços rochosos. Quando uma árvore nasce em uma fratura de um maciço rochoso, as suas raízes precisam de espaço. Não havendo espaço suficiente, a raiz começa a empurrar as paredes da fratura para conquistar esse espaço. Das tensões decorrentes, ocorre a ampliação das fraturas que levam à formação de blocos de rocha.

Também, é importante observar que, durante esse mesmo processo físico, pode ocorrer outra forma de intemperismo: a quebração. Nesse caso, as raízes retiram nutrientes da rocha, o que altera a sua composição química.

2.1.10 Crescimento de cristais estranhos à rocha

Aqui, o processo físico decorre de uma ação química. Em fraturas, trincas e vazios das rochas, podem se formar compostos que decorrem da precipitação, cristalização e acumulação de sais que se expandem e pressionam as paredes da cavidade onde se alojam.

De fato, o processo é físico no sentido em que o que leva à desagregação é a pressão gerada pela expansão desses sais nos espaços vazios de um maciço rochoso.

Outro efeito pouco considerado, mas muito ativo, é o congelamento da água nos vazios da rocha. A água se acumula nas fraturas das rochas. Nas regiões mais frias, essa água se congela. A expansão causada pelo congelamento pressiona as paredes rochosas e as leva a novas trincas e fissuras. Isso, finalmente, desagrega a rocha.

2.2 O intemperismo nas regiões tropicais

O clima exerce influência no intemperismo, especialmente, a umidade relativa, a precipitação e a temperatura.

No item anterior, foi visto que a água é um dos fatores mais atuantes no intemperismo. Logo, quanto maior a disponibilidade de água, maior o volume de alterações possíveis. Assim, climas áridos ou semiáridos têm menor possibilidade de alteração das rochas. A simples abundância de água promove a sua percolação mais intensa e mais profunda. A percolação disponibiliza água para as reações, forma soluções que intensificam as trocas de base e transporta a sílica retirada da superfície para regiões mais profundas.

No caso dos mecanismos físicos de alteração, a temperatura é um dos fatores mais importantes. Se um material está exposto a clima com grandes amplitudes de variação térmica, certamente, sofrerá maiores e mais ciclos de expansão e contração volumétrica. Logo, esse material também é mais suscetível ao intemperismo.

Essas duas condições somadas se fazem presentes nos climas tropicais. Nas regiões tropicais, a temperatura varia mais de 10°C em um único dia. Além disso, a grande incidência solar oferta energia adicional para o aquecimento da superfície das rochas e para reações endotérmicas. Por outro lado, nessas regiões, as precipitações médias anuais variam em torno de 2000 mm, isto é, há muita água disponível para reações de hidratação e hidrólise, bem como para fazer percolar soluções pelos vazios da rocha.

Outro efeito importante nas regiões tropicais é que a temperatura age como catalisadora das reações químicas que envolvem a água. Assim, além de haver mais água disponível para reação e percolação, o calor ajuda a aumentar a quantidade de reações químicas que ocorrem. Isso, de fato, comprova-se quando se observa a espessura do manto de alteração das rochas em regiões de clima tropical e temperado. Nas regiões de clima tropical, a espessura do manto inconsolidado é muito superior.

2.3 Velocidade de alteração

O intemperismo é um processo de acomodação à superfície. Assim sendo, o tipo de rocha pode, e, de fato, influir na velocidade de alteração. Cada mineral tem sua própria estrutura mais ou menos suscetível a alterações e mudanças. Pode-se, por exemplo, pensar

que as rochas intrusivas que se formam pelo resfriamento lento do magma tenham minerais diferentes daquelas que se formam na superfície quando o magma esfria de modo mais rápido. Esse pensamento vem do fato de que diferentes minerais têm diferentes velocidades de alteração.

A cadeia de reação de Bowen mostra a sequência de formação dos minerais. Se essa sequência for observada ao contrário, pode-se ver quais são os minerais mais resistentes ou mais susceptíveis às alterações. A Figura 1 mostra a cadeia de Bowen já invertida. Nessa figura, é possível ver que o quartzo está entre os minerais mais resistentes ao intemperismo. Por outro lado, a olivina está entre os minerais mais facilmente alteráveis.

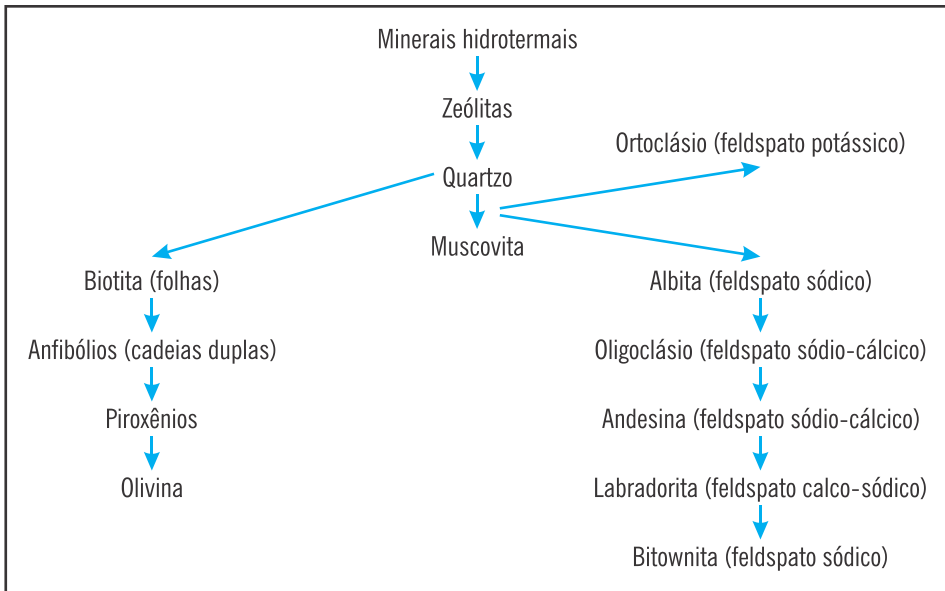


Figura 1 - Cadeia de Bowen, invertida, para mostrar a sequência de minerais mais resistentes ao intemperismo.

No cotidiano, observa-se que rochas, como os filitos e os xistos, que possuem muito quartzo e mica em sua estrutura, alteram-se muito mais lentamente que outras, como os granitos e os basaltos, que os têm em menor quantidade.

2.4 Evolução pedogenética

A evolução pedogenética é ação das intempéries sobre o manto inconsolidado. Nesse sentido, pode-se dizer que se trata da continuidade de um processo de intemperismo. Solos residuais maduros e solos transportados sofrem o processo de evolução pedogenética.

Nas regiões tropicais, pode-se dizer que existem apenas duas estações climáticas: seca e chuvosa. Essa alternância de clima faz com que os solos sofram um processo de lixiviação no período chuvoso e de ressecamento no período seco. No período chuvoso,

a abundância de água promove a retirada e o transporte da sílica das partículas que estão mais próximas à superfície do terreno. No período seco, ocorre a fixação do ferro e do alumínio deixados na superfície do solo. Tal ciclagem é definidora do material conhecido como solo laterítico.

O período seco tem duas funções importantes na formação dos solos lateríticos. A primeira delas é a consolidação do cimento ferro-aluminoso. Essa função é auxiliada pela migração do material ferro-aluminoso das partes mais baixas do perfil. No período seco, o fluxo de água no solo se inverte. Ao invés de a água descer por ação da gravidade, ela sobe por ação capilar ou pelas forças de evaporação (gradientes térmicos). Ao subir, a água carrega consigo os íons de ferro e alumínio que estavam nas regiões mais profundas do perfil.

A Figura 2 mostra um solo em formação. As formações mosqueadas são comuns no solo em evolução pedogenética. Percebe-se, nessa figura, a separação de materiais silicosos e ferralíticos. Os materiais esbranquiçados são os acúmulos de sílica retirada do solo mais superficial. O material vermelho amarelado são os materiais ferro-aluminosos que estão se concentrando para a formação de goetita, gibsitita, limonita, ilmenita, dentre outros. Essas concentrações de materiais ferrosos, por vezes, formam nódulos arredondados, que são muito típicos desses perfis.



Figura 2 - Mosqueado típico de solo em evolução pedogenética.

O perfil típico dos solos lateríticos é constituído por uma camada de solo poroso, rico em ferro e alumínio, cuja espessura variável pode chegar a dezenas de metros. Em geral, essa camada está sobrejacente a outra de material concrecionado. Sob o material concrecionado, encontra-se um horizonte de cor cinza, rico em sílica, em geral, com textura de silte ou argila (Figura 3).



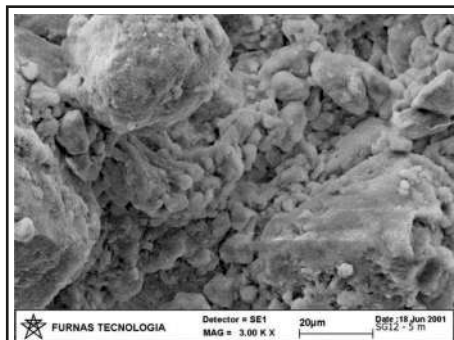
Figura 3 – Formação do horizonte concrecionado em um perfil de solo laterítico. MT 130 Paranatinga, MT. Foto: W. Conciani.

Um fator pouco discutido até aqui foi a influência da topografia na formação dos solos. Materiais expostos em regiões escarpadas ou muito íngremes têm sua erosão mais rápida que sua alteração. Assim, nessas regiões, os saprólitos estão sempre expostos, enquanto que, nas regiões mais planas, os saprólitos estão sempre em profundidade.

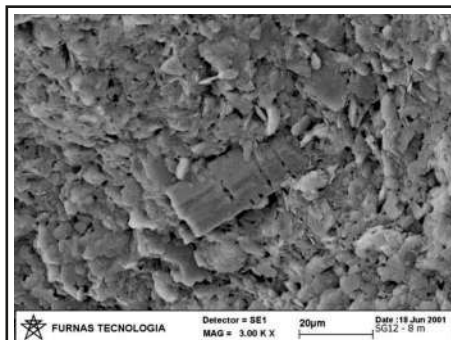
A Figura 4 mostra quatro micrografias de amostras de solo coletadas em diferentes posições do perfil. Nessas micrografias, é possível observar a evolução pedogenética do solo em termos de tipo, forma, tamanho e distribuição de poros das partículas. O solo mais próximo da superfície é lixiviado. Portanto, tem poros maiores, exibe cimentação entre as partículas e a formação de *peds* com intraporos. Essa formação de *peds* ocorre por aglomeração de partículas e gera um grande número de poros intra-agregado. A Figura 4A mostra a microestrutura da parte superior dos perfis exibidos nas Figuras 7 a 10. Nessa Figura, é possível ver a cimentação promovida pelos óxidos e hidróxidos de ferro e alumínio, como sendo uma “pasta” que recobre as partículas.

A parte inferior do perfil, onde se acumula a sílica retirada da parte superior, é mostrada como sendo branca ou cinza clara nas Figuras 7 a 10. A Figura 4C mostra a estrutura do solo nessa região. Nessa figura, pode-se observar que as partículas são muito menores que as das partes mais altas do perfil. Também é possível ver que o tamanho e a quantidade de poros diminuiu.

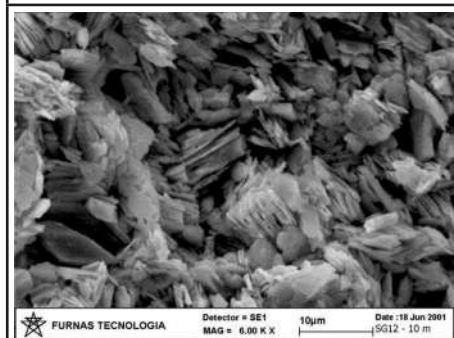
Todos os perfis mostrados nas Figura 7 – 10 exibem uma pequena faixa de transição entre o horizonte lixiviado e aquele de acumulação. A Figura 4B mostra a microestrutura do solo nessa região. Nessa figura, é possível observar que as partículas estão mais compactas e têm menor porosidade. Isso se deve à transição entre o processo de lixiviação e acumulação.



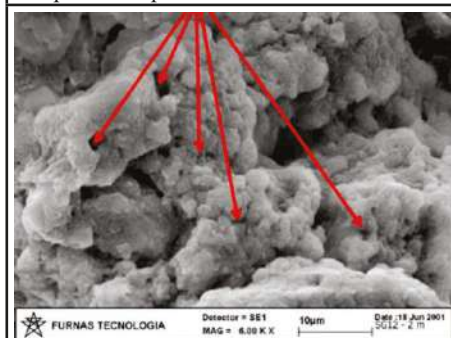
a) Micrografia de uma amostra (3000x) da parte superior do perfil de solo. Observar os vazios entre grãos e dentro e cada partícula.



b) Micrografia de uma amostra (3000x) na região de transição do perfil de solo. Observar a mudança de forma, tamanho e distribuição dos poros nas partículas.



c) Micrografia de uma amostra (6000x) da parte inferior do perfil de solo. Observar a mudança de tamanho, formato e distribuição de poros nas partículas.



d) Figura A ampliada 6000x para evidenciar os microporos intra-agregados e a “pasta” de óxidos e hidróxidos que cimenta as partículas, formando a estrutura conhecida como pipoca.

Figura 4 – Estrutura de alguns solos ao longo do perfil, vista em microscopia eletrônica (imagens de Camapum de Carvalho e Gitirana Jr, 2021).

A evolução pedogenética é um processo de intemperismo. Nesse caso, o intemperismo está agindo não sobre as rochas, mas sobre os solos já formados. As alterações no perfil de solo promovem mudanças físicas e químicas no solo. As alterações físicas foram mostradas em parágrafos e figura anteriores.

O trabalho Camapum de Carvalho e Gitirana Júnior (2021) mostra as alterações químicas que ocorrem ao longo de um perfil de solo do Distrito Federal que evidencia a evolução pedogenética. Essa evolução pode ser vista na Figura 5.

Na Figura 5, a quantidade de quartzo e gibsita é elevada no topo do perfil e decresce com a profundidade. Isso se deve ao processo de intemperismo. Como dito, a gibsita resulta da formação de óxidos e hidróxidos de ferro e alumínio que sobem no perfil de solo por arraste (junto por ascensão capilar e evaporação) no período da seca. Nessa mesma linha de comportamento, observa-se que o teor de hematita (óxido de ferro) diminui com a profundidade. O quartzo, por sua vez, permanece na parte superior do perfil em função de seu maior tamanho e dificuldade de alteração.

O teor de caulinita, mostrado na Figura 5, aumenta com a profundidade. Esse argilo-mineral migra para as partes mais baixas do perfil por lixiviação. Ele é responsável pela cor esbranquiçada do horizonte de acumulação. O teor de muscovita também cresce com a profundidade. A muscovita, como mostrado na Figura 1, é o produto da intemperização do quartzo. Logo, à medida em que o quartzo se transforma em muscovita, ele migra para as partes mais baixas do terreno. O pequeno tamanho das partículas de muscovita permite que ela faça essa migração.

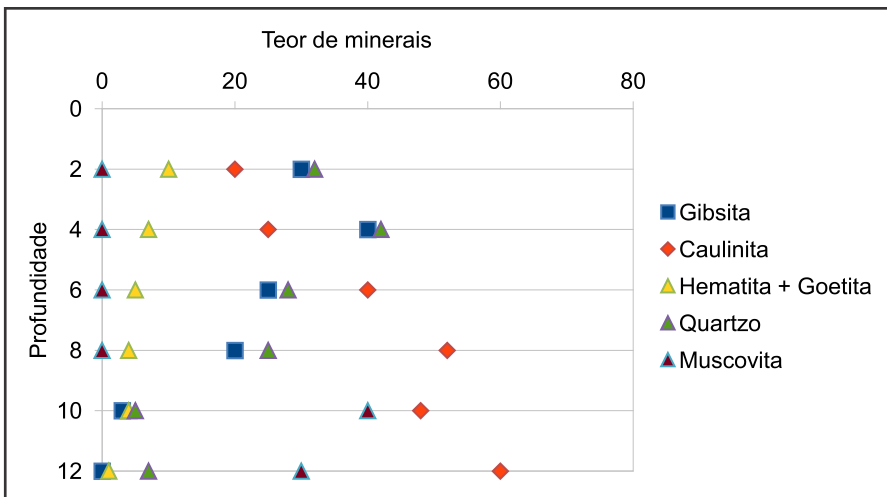


Figura 5 – Mineralogia de um perfil de solo do Distrito Federal (modificado de Camapum de Carvalho e Gitirana Júnior, 2021).

3. MAPA DE SOLOS DO BRASIL

Como se tentou demonstrar até aqui, diversos fatores atuam sobre a formação dos solos. Dentre eles, os mais importantes são: clima, embasamento rochoso e topografia. Ao apresentar o mapa (pedológico) de solos do Brasil, deseja-se tão somente ilustrar esse fato. A Figura 6 traz o mapa de solos.

A predominância de latossolos, plintossolos e argissolos é nítida. Esses solos são os que, mais frequentemente, a geotecnia chama de solos lateríticos. As maiores extensões desses solos se localizam nas regiões do Planalto Central, Norte e Centro Sul do país.

Por outro lado, os neossolos e nitossolos, que a geotecnia mais frequentemente denomina de saprólitos ou residuais jovens, concentram-se nas áreas de grande declividade (serras) e na região Nordeste, onde chove menos.

Cabe aqui, também, observar que os vertissolos e planossolos comuns em áreas de várzeas se fazem presentes em grandes extensões no Rio Grande do Sul, no Pantanal Mato-grossense e em Roraima. Se for considerada a disponibilidade de água e clima, a planície do Solimões e do Amazonas também deveriam ter esses mesmos solos. Contudo, nesta última região, predominam os solos lateríticos. Desse modo, o embasamento rochoso também faz diferença na formação do solo.

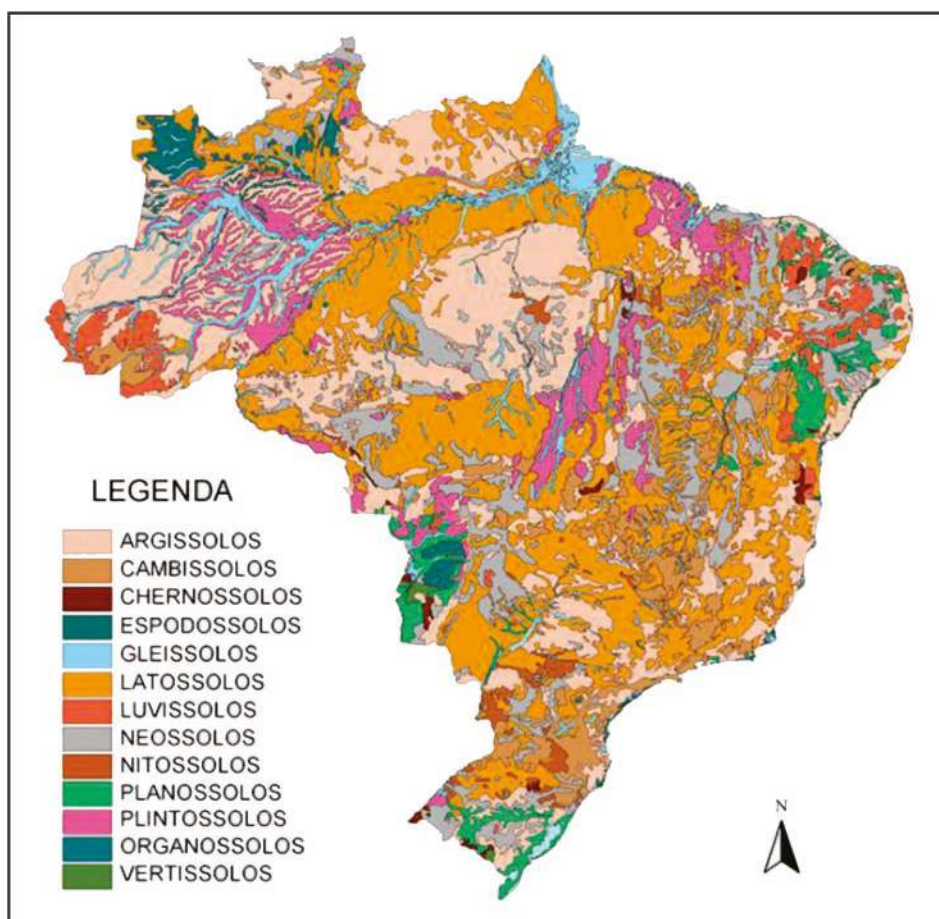


Figura 6 – Mapa de solos do Brasil. Fonte: Embrapa (<https://www.embrapa.br/busca-de-noticias/-/noticia/2062813/solo-brasileiro-agora-tem-mapeamento-digital>).

4. PERFIS TÍPICOS DE SOLOS TROPICAIS NO BRASIL

O objetivo desta sessão é apresentar alguns perfis de solos tropicais não saturados que são típicos no Brasil. Para cada perfil, além da estratigrafia, deve-se descrever, de forma sucinta, sua origem e principais propriedades (mecânicas, físicas, químicas, vantagens e dificuldades de obras neste tipo de solo) para uso em projetos de fundações, cortes, aterros, etc.

4.1 Perfis típicos no Nordeste

Na Figura 7, busca-se ilustrar a evolução pedogenética de um perfil de solo transportado em região costeira. Pode-se observar, nessa figura, que o depósito de areia, provavelmente de origem eólica, na beira do mar, teve uma cor mais avermelhada na parte superior – um indicativo de concentração de íons ferro-aluminosos. Já na parte inferior, o perfil está mais esbranquiçado, o que indica predominância do material silicoso. A umidade para essa evolução vem, principalmente, da brisa soprada do mar. Também, é importante observar que, mesmo sendo um perfil de areia do mar, a região mais elevada topograficamente sofre menos erosão. Isso se deve à cimentação produzida pelos materiais ferro-aluminosos.



Figura 7 – Perfil costeiro em Canoa Quebrada, CE. Foto: W. Conciani.

A Figura 8 mostra um corte de solo da cidade de Salvador. Nesse perfil, pode ser observado que seu topo está bem preservado em termos de escorregamento e erosão. Na base do talude, aparecem os escorregamentos, enquanto que, na parte de solo residual mais jovem, observa-se a ocorrência dos processos erosivos.



Figura 8 – Perfil de solo residual de rocha sedimentar, Salvador - BA. Foto: Moacyr Schwab.

4.2 Perfis típicos no Centro Oeste

O perfil seguinte mostra um solo saprolítico de encosta. Observa-se, na foto da Figura 9, que o manto inconsolidado é pouco espesso e se sobrepõe ao material saprolítico. O material residual jovem foi removido pela erosão. O material exposto dentro da ravina é parte saprólito e parte rocha alterada.



Figura 9 – Perfil Solo Saprolítico na MT 130, Paranatinga, MT. Foto: W. Conciani

4.3 Perfis típicos no Sudeste

A Figura 10 mostra um perfil de solo às margens da BR 116, no Rio de Janeiro. Esse perfil de corte recente ilustra a estratificação do solo. No topo do perfil, o solo mais marrom é o mais maduro. Em seguida, vem uma camada de transição, de cor mais clara, separada por uma linha roxa. A parte mais baixa do perfil está com cor cinza clara, quase branca, indicando o acúmulo de material silicoso. A ausência de cimentação natural, nessa região mais baixa, torna o solo mais erodível. Isso pode ser visto nos sulcos de erosão que surgem na base do perfil.



Figura 10 – Perfil de solo na BR 116, Macaé, RJ. Foto: W. Conciani

5. CORRELAÇÕES ENTRE COMPORTAMENTO DO SOLO E SEU PERFIL PEDOGENÉTICO

Neste item, deseja-se mostrar que é possível inferir alguns comportamentos do solo a partir da sua gênese. A origem dos perfis os leva a apresentarem comportamentos mais ou menos esperados a depender do projeto geotécnico a ser desenvolvido.

5.1 Solos lateríticos

Devido ao modo de formação dos solos lateríticos e aos minerais que os compõem, é possível inferir algumas propriedades. Solos lateríticos em processo de formação têm os primeiros metros bastante lixiviados, isto é, são solos porosos. Dessa porosidade, advém uma possível colapsibilidade. Se o índice de vazios é superior a 0,8, é quase certo que o solo seja colapsível. Corrobora essa possibilidade o fato de que a lixiviação deixa alguns materiais que atuam como cimentos. Como exemplo, podem-se citar as pontes de argila,

óxidos e hidróxidos hidratados de ferro e alumínio. Esses materiais e estruturas cimentantes se dissolvem na presença de água, levando à instabilidade da microestrutura, com consequente rearranjo das partículas. O rearranjo produz uma redução de volume conhecida como colapso do solo. Para as estruturas que se assentam nesse solo, o colapso se traduz em recalques súbitos.

É comum que o índice de resistência à penetração (N_{SPT}) dos solos lateríticos seja baixo nos primeiros metros. Isso se deve à sua porosidade. Contudo, ao passar pelos horizontes concrecionados, esse valor pode se tornar tão elevado que seja impenetrável. Ao se ultrapassar esse horizonte de solo concrecionado, encontra-se um material de baixa resistência à penetração e cor cinza ou branca. Esses perfis são bem desenvolvidos e podem ser muito profundos.

Os poros dos solos têm tamanhos variáveis, de modo similar aos grãos que compõem a sua parte sólida. Assim, de modo análogo à curva de distribuição granulométrica, pode-se obter uma curva de distribuição do tamanho médio de poros no maciço de solo. Por convenção, admite-se que os poros menores que $1,0 \times 10^{-3}$ mm são tratados como microporos. A curva de distribuição do tamanho desses poros afeta o comportamento do solo. Em sua maioria, os solos lateríticos apresentam uma curva bimodal, com macroporos e microporos distintamente separados. A Figura 11 mostra essa distribuição.

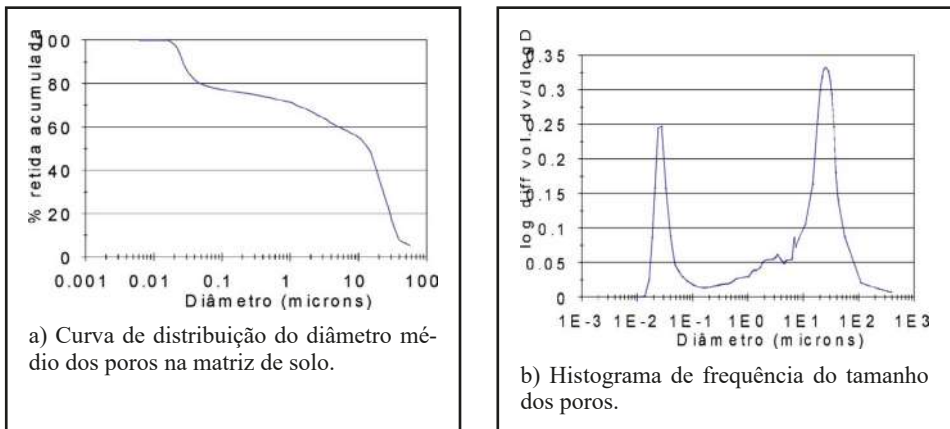


Figura 11 – Distribuição dos tamanhos médios dos poros do solo de Rondonópolis, MT

Soto e Kiang (2013) mostram que, se a distribuição de tamanhos de poros é contínua, o ar e água podem fluir com maior facilidade em toda a matriz. Isso impacta o coeficiente de permeabilidade não saturado. Caso geral, A distribuição de frequência dos tamanhos médios dos poros mostra que o solo tem uma distribuição bimodal, conforme visto na Figura 11.

Se a estrutura é porosa, esses solos também devem ser esperados como permeáveis. De fato, o coeficiente de permeabilidade dos solos lateríticos varia entre 10^{-3} m/s e 10^{-6} m/s. Esses valores são típicos de areias limpas. A permeabilidade varia em função da umidade, da estrutura e, portanto, da profundidade do ponto observado. Em geral, a per-

meabilidade decresce com a profundidade. Contudo, o decréscimo pode ser gradual ou abrupto. Em alguns perfis de solo, ocorrem mudanças bruscas de textura ou estrutura, o que faz suas propriedades variarem muito em um curto espaço. Solos com perfis podzólicos apresentam esse comportamento.

A permeabilidade dos solos não saturados será melhor estudada no capítulo 13. Entretanto, não se pode deixar de mencionar que a permeabilidade desses solos diminui à medida que a sucção (e o grau de saturação) aumentam. Essa diferença entre os valores de permeabilidade saturada e não saturada se deve à resistência que as bolhas de ar, oclusas no solo, oferecem à passagem da água. Jesus (2012) mostra valores de permeabilidade de um solo não saturado variando entre 10^{-12} m/s para sucções da ordem de 120 kPa até 10^{-6} m/s para solos saturados. Além dos valores de sucção, a maior ou menor interferência das bolhas de ar oclusas se deve à distribuição bimodal dos tamanhos dos poros e à temperatura a que os solos e fluidos estão submetidos.

Farias (2012) estudou de modo pormenorizado a influência da distribuição dos poros no solo. Segundo o autor, os microporos predominam no interior dos *peds* (agregados de solo). Por outro lado, os macroporos ocorrem entre os agregados de solo. Dess forma, a posição desses poros pode ser determinante nas propriedades de um solo. A permeabilidade é uma das propriedades mais afetadas.

A análise granulométrica desses solos deve ser cuidadosa. A existência dos *peds* conduz a diferentes possibilidades texturais. Jacinto (2006) mostra que os solos lateríticos podem, por exemplo, ter comportamento e textura de areia se a análise granulométrica for conduzida de modo tradicional. Para esse autor, o uso de defloculantes na análise granulométrica de solos lateríticos muda o resultado da análise granulométrica. Entretanto, isso não acontece com solos saprolíticos.

Se a textura do solo muda, a distribuição dos poros também muda. Por conseguinte, sua permeabilidade, compressibilidade e até a resistência ao cisalhamento mudam. Por isso, ensaios de campo desempenham importante papel na preparação de projetos nesse tipo de solos.

5.2 Saprolitos

Da mesma forma que nos solos lateríticos, os saprolitos e solos saprolíticos têm algumas características que permitem inferir suas propriedades. Isso é possível porque esses solos guardam as estruturas da rocha e também porque, dentre os minerais que os compõem, estão muitos argilominerais primários, do tipo 2:1 ou 3:1.

Uma propriedade frequentemente observada nos solos saprolíticos é a expansão. Os argilominerais primários presentes nesses solos têm um alto potencial de expansão. De outro lado, ao serem expostos às intempéries, esses solos podem liberar as pressões que continham as suas partículas. Essa pressão é suficiente para gerar tensões de expansão no solo. Os artigos de Soares e Conterato (2014) e Damo *et al.* (2018) mostram a mineralogia típica de um solo saprolítico expansivo. O artigo de Damo *et al.* (2018), quantifica o potencial de expansão livre, a pressão de expansão e mostra os danos causados nas estruturas edificadas sobre este solo. O artigo de Soares e Conterato (2014) também mostra um perfil típico de solo residual, saprolítico, na Região Sul.

A erodibilidade é um fator importante nos solos saprolíticos. Os mesmos argilomine-rais que geram a expansão servem, também, para facilitar o destacamento das partículas. O processo é mais intenso se os solos são expostos à chuva. Nesse caso, a água atua como agente que promove o destacamento e o transporte das partículas. É comum que taludes rodoviários exibam uma capa dura mais próxima ao topo que resista à erosão. Contudo, logo abaixo dessa capa, ocorrem solos residuais jovens e saprólitos, que são erodíveis e mostram profundas escavações pela ação de chuvas e ventos. Os taludes mostrados nas Figuras 7 a 10 trazem uma ilustração dessa situação.

O perfil de resistência à penetração dos solos (N_{SPT}) saprolíticos pode ser bastante variável. Isso se deve ao fato de que o intemperismo ocorre de forma variada, sendo mais intenso onde ocorrem os fluxos preferenciais de água. Assim, formam-se regiões onde o solo está muito alterado e regiões onde o solo está pouco alterado. Isso se reflete diretamente no comportamento do solo. Esse comportamento errático foi elucidado por Futai *et al.* (1998).

Os saprólitos são muito suscetíveis a corridas de lama e deslizamentos. Muitos solos saprolíticos são oriundos de rochas lamelares como os xistos, filitos, ardósias, etc. Ao sofrerem alteração, as estruturas se mantêm, mas a coesão se acaba. Logo, formam-se planos preferenciais de deslizamento. Outra situação comum é em encostas, quando se formam superfícies de diferentes permeabilidades e resistências. Nesse caso, ao ocorrerem chuvas intensas, a água se acumula nessas superfícies, promove a sua saturação, perda de resistência e, em seguida, a corrida de lama.

A Figura 12 mostra um exemplo de perfil de resistência à penetração. Nos primeiros metros de profundidade, o valor de N_{SPT} varia em torno de 3 e cresce com a profundidade. Ao atingir a região de solo residual jovem e/ou saprólito, os valores de N_{SPT} se tornam erráticos.

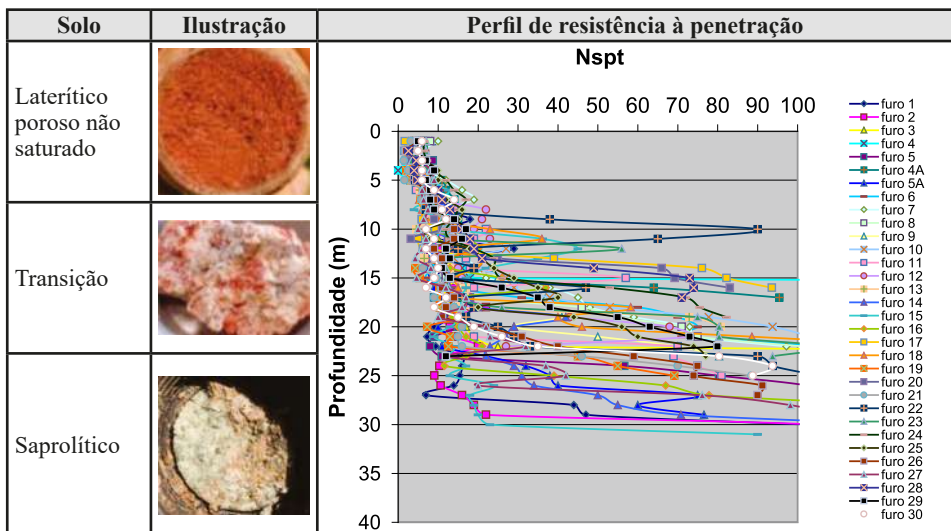


Figura 12 – Perfil de resistência à penetração (N_{SPT}) na cidade de Pederneiras, SP.

6. ESTUDO DE CASO

Neste item, apresenta-se um caso de obra em que o estudo do perfil foi determinante para a solução. A literatura está repleta de casos de obra em que o conhecimento do perfil de modo mais detalhado teria evitado acidentes ou reduzido custos. Importante observar que a gênese do solo foi a causa determinante da ruína e da reelaboração do projeto geotécnico.

Franco *et al.* (2008) relatam um caso de ruptura de talude de túnel auxiliar na construção de barragem, no qual o conhecimento do perfil de solo foi determinante para a solução dos problemas encontrados. Trata-se da Barragem de Simplício (MG/RJ). Durante a construção dessa barragem, houve a ruptura de um dos taludes de um dos túneis de acesso. As sondagens realizadas indicavam que o emboque deveria ser mudado para evitar problemas de estabilidade. Feitas as alterações e executado o trecho, deu-se início ao monitoramento de possíveis movimentos. Após a detecção desses movimentos, decidiu-se adicionar uma bermã e drenos sub-horizontais para estancar o movimento.

Franco *et al.* (2008) relatam que a geologia local é composta basicamente por gnaisses, migmatitos, rochas granitóides e diques de diabásio, coberto por sedimentos aluvionares, coluvionares e solos residuais. A estruturação predominante do maciço é condicionada pela Zona de Cisalhamento de Além Paraíba, a qual compartimenta os litotipos com um bandamento gnáissico subvertical e atitude N65E, podendo ocorrer pequenas variações. Esta feição é perfeitamente identificada em cartas topográficas, fotografias aéreas e imagens de satélite da região. As unidades geológicas que compartimentam o maciço estão dispostas segundo a direção preferencial N65E e compõem faixas alinhadas paralelamente ao rio Paraíba do Sul. O Complexo Juiz de Fora é composto por ortognaisses granulíticos milonitizados geralmente formando maciços mais resistentes à erosão. Grande parte dos túneis do circuito hidráulico do empreendimento estão previstos para serem escavados em rochas desta unidade. O Complexo Paraíba do Sul é composto por paragneisses (biotita gnaisses) que podem apresentar lentes de rochas calciossilicatadas e frequentemente apresentam espesso manto de intemperismo. A maior parte dos canais do empreendimento estão implantados em canais de drenagem escavados naturalmente em rochas intemperizadas desta unidade.

Observações de campo realizadas pelos autores mostravam que as estruturas reliquias da rocha local estavam subverticalizadas. Entretanto, era também visível que esses materiais de atitude subverticalizada estavam conjugados com outros, subjacentes, com ângulos de mergulho entre 10° e 35°. A ruptura se deu de modo planar, como os planos de fraqueza da rocha determinaram. O mecanismo disparador foram as chuvas intensas ocorridas e que saturaram o solo. Análises posteriores mostraram que, em alguns casos, o preenchimento de 25% do volume das fraturas seria suficiente para disparar o escorregamento.

Importante, aqui, frisar que a ruptura se dá no manto intemperizado, isto é, foram atingidos os solos presentes e a rocha alterada. Diga-se, ainda, que os autores afirmam que a ruptura se dá de modo planar, acompanhando a estrutura e as falhas da rocha intemperizada, ou seja, a ruptura se dá nos locais onde a rocha alterada tem juntas ou falhas cheias de material inconsolidado proveniente da meteorização das rochas. Portanto,

material que lubrificado pelo fluxo de água perde a coesão e o atrito, gerando a superfície de ruptura.

Nesse caso, o estudo detalhado do perfil e a adoção de medidas mitigadoras dos efeitos de chuva permitiria evitar o acidente acontecido. O uso de estereogramas para compreender o perfil de solo residual/saprolítico e da rocha alterada podem evitar novos acidentes. A mudança da NBR 6484 feita em 2020, que foi proposta por Vargas (1985), que incluiu uma descrição do solo e de sua origem para além dos critérios de identificação usuais faz a diferença para os projetos geotécnicos. Adicionalmente, deve se pensar o perfil de solo como uma estrutura e não apenas como material de apoio ou embutimento de outras estruturas. Para tanto, além da identificação do solo, é preciso conhecer sua história e sua origem.

REFERÊNCIAS

BRASIL. (2007) Manual Técnico de Pedologia. 2ª edição. Rio de Janeiro: IBGE.

CAMAPUM DE CARVALHO, J.; SALES, M. M.; SOUZA, N. M.; MELO, M. T. S. (2006). Processos Erosivos no Centro-Oeste Brasileiro. Universidade de Brasília, Brasília, 464p.

CAMAPUM DE CARVALHO, J.C. & GITIRANA JÚNIOR, G.F.N. (2021) Unsaturated soils in the context of tropical soils. In *Soils and Rocks*, 44(3). disponível em <https://soil-sandrocks.com/sr-2021-068121>

DAMO.T.P; DORNELES, L.E. & PINHEIRO, R;J.B. (2018) Estudo do comportamento de solos tropicais de Santa Maria/RS através de ensaios mini CBR, expansão e contração. COBRAMSEG 2018. Salvador. Acessado em <https://philos.sophia.com.br/terminal/8530/acervo/detalhe/4063?guid=1642703471535&returnUrl=%2fterminal%2f8530%2fresultado%2flistar%3fguid%3d1642703471535%26quantidadePaginas%3d1%26codigoRegistro%3d4063%234063&i=4>.

DIAS, R.D. (1985) Fundações de linhas de transmissão assentes em solos lateríticos. Seminário de Engenharia de Fundações Especiais, São Paulo, pg. 283-289.

FARIAS, W.M.(2012) Processos evolutivos de intemperismo químico e sua ação no comportamento hidromecânico de solos do Planalto Central. Tese de doutorado apresentada ao Departamento de Engenharia Civil e Ambiental da Universidade de Brasília. 263 pg.

FERREIRA, S.R.M. (1991) Metodologia para Identificação de Locais de Ocorrência de solos Potencialmente Colapsíveis e expansivos com Base na Classificação e Levantamentos Pedológicos. XIV Simpósio de Geologia do Nordeste, Recife, Boletim 12, pg. 120-123.

FRANCO, J.A.M.; PIRES FILHO, C.J.; MACEDO JÚNIOR, P.M. & BORGES, J.B. (2008) A Contribuição de Estruturas Reliquiarias para Rupturas Localizadas dos Taludes em Solo Residual nas Obras do AHE Simplício Queda-Única. XIV COBRAMSEG, ABMS, Buzios, Anais Eletrônicos.

FUTAI, M.M.; CONCIANI, W. & SOARES, M.M. (1998). Características geotécnicas do solo saprolítico da Baixada Cuiabana. XI COBRAMSEG, Brasília, v. 1, pp. 221-228.

GUSMÃO FILHO, J.A. (1998). Fundações. UFPE, Recife. 239 Pg.

JESUS, L.S. (2012) Estudo da permeabilidade dos Solos de Fundação de Aterros de Resíduos Sólidos Urbanos de Baurú, SP. Dissertação de Mestrado apresentada à Faculdade de Engenharia da UNESP-Bauru. 186 pg.

NOGAMI, J.S. & VILLIBOR, D.F. (2007) Pavimentação de baixo custo com solos lateríticos. Villibor, São Paulo. pg. 27-38.

PATIÑO, F.H. (2004). Suelos Residuales Tropicales. Hombre Nuevo, Medellín, 354 pg.

SOARES, J.M.D & CANTERATO, T.M. (2014) Caracterização de um solo expansivo de Santa Maria – RS. In COBRAMSEG 2014. Goiânia. Acessado em <https://philos.sophia.com.br/terminal/8530/acervo/detalhe/4736?guid=1642703471535&returnUrl=%2fterminal%2f8530%2fresultado%2ffistar%3fguid%3d1642703471535%26quantidadePaginas%3d1%26codigoRegistro%3d4736%234736&i=1>

SOTO, M.A. & KIANG, C.H. (2013) Permeabilidade relativa em zona vadosa com porosidade bimodal: um estudo em solos brasileiros: in *Águas subterrâneas*. 27(2). pg. 92-103.

VARGAS, M. (1985) The Concept of tropical soils. I International Conference on Tropical Lateritic and Saprolitic Soils, Brasília, v. 3, pg. 101-134.

Capítulo 4

PROPRIEDADES QUÍMICAS, MINERALÓGICAS E ESTRUTURAIS DE SOLOS NATURAIS E COMPACTADOS

José Camapum de Carvalho
Maria Claudia Barbosa
Rose Mary Gondim Mendonça
Wisley Moreira Farias
Fabrício Bueno da Fonseca Cardoso

DEDICATÓRIA

Os autores sentem-se honrados em dedicar esse capítulo *in memoriam* ao Professor João Batista Queiroz de Carvalho, Professor Titular na Universidade Federal de Campina Grande, por suas contribuições ao estudo das propriedades químicas e mineralógicas dos solos tropicais, voltado para a estabilização química dos solos. Nesta edição, os autores estendem sua dedicatória, *in memoriam*, ao Professor José Henrique Feitosa Pereira, pelos estudos que realizou e orientou sobre solos não saturados, e ao Prof. Franklin Antunes, por sua grande contribuição em pedologia e em geologia de engenharia, e que colaborou generosamente com uma revisão crítica na primeira edição do capítulo.

1. INTRODUÇÃO

Este capítulo apresenta aspectos relacionados à química, à mineralogia e à estrutura dos solos, os quais são relevantes em estudos, projetos, execução e manutenção de obras sobre ou em solos no estado não saturado ou mesmo parcialmente saturados, lembrando que, nos solos profundamente intemperizados contendo agregações microporosas em umidades superiores à de entrada de ar nos microporos, os agregados se mantêm saturados.

O comportamento hidromecânico dos solos, seja no estado saturado, seja no estado não saturado, está diretamente associado à composição químico-mineralógica e às características estruturais que apresentam.

A retenção de água no solo também se encontra diretamente associada às propriedades físico-químicas dos minerais, o que coloca em evidência a importância da mineralo-

gia no estudo das propriedades e do comportamento hidromecânico dos solos não saturados. Nos minerais mais granulares e menos ativos, como o quartzo, a retenção de água assume natureza predominantemente física, dando origem ao denominado efeito capilar. Já nos minerais menores e mais ativos, como os argilominerais, de um modo geral, a retenção de água assume natureza predominantemente química, com energia de adsorção significativa, o que dá origem à sucção propriamente dita. Nos solos, o efeito da capilaridade ocorre nas texturas arenosas e argilosos ou siltosos devido às forças intermoleculares da água por meio das pontes de hidrogênio que aderem às superfícies dos minerais, formando o menisco capilar no meio poroso. No entanto, nos solos de textura arenosa, além da característica inerte do quartzo, o efeito da capilaridade é menor devido ao tamanho de partícula ser maior, favorecendo a uma menor área superficial de contato e a uma maior dimensão dos poros. Entretanto, em solos de textura argilosa e siltosa, por conterem partículas menores, argilominerais e óxidos e hidróxidos de Fe e Al, as quais possuem uma área superficial maior, que aumenta consideravelmente as interações com as moléculas de água, a capilaridade é ampliada. Além do aspecto físico da maior área superficial, há um maior efeito da natureza químico-mineralógica dessas finas partículas de argila ou silte, que advém da maior contribuição das cargas positivas e negativas superficiais de natureza química que contribuem para uma maior influência na sucção. Assim, nos solos, de um modo geral, coexistem os efeitos capilar e de sucção, sendo ambos os termos frequentemente adotados indistintamente, embora, saber distingui-los assume, muitas vezes, grande relevância. Neste capítulo, no entanto, como serão discutidos os minerais isoladamente, buscar-se-á enfatizar os dois conceitos, sempre que couber.

Para exemplificar a importância da estrutura e da composição químico-mineralógica dos solos, apresenta-se, na Figura 1, uma questão que foi aplicada como avaliação acadêmica, objetivando verificar os conhecimentos adquiridos pelos alunos sobre os fenômenos da expansão, do colapso estrutural e do adensamento dos solos. Nesse exemplo, são apresentadas três pequenas casas existentes em um determinado assentamento urbano, que passaram a apresentar trincas (linhas tracejadas) logo após início de suas ocupações em consequência de vazamentos ocorridos nas respectivas redes de esgoto. Foi solicitado, aos alunos, que associassem as trincas aos processos de colapso, adensamento e expansão conforme a provável origem do problema. Ao analisar a questão, os leitores conhecedores da química, mineralogia e estrutura dos solos já têm em mente as associações existentes; os demais, certamente, chegarão a elas à medida que avançarem na leitura do texto.

É importante salientar que as obras de engenharia, de um modo geral, poderão ter que conviver com qualquer dessas situações, o que requer, para maior eficiência e acerto nos estudos, projetos, execução e manutenção da obra, o conhecimento e entendimento do conteúdo deste capítulo. Por exemplo, um corte realizado em um perfil de solo pouco intemperizado, cuja estrutura do solo é semelhante à da imagem (a), requer cuidados nos estudos e projetos distintos daqueles que seriam necessários se a estrutura do solo fosse a imagem (b), e cada um deles requereria, ainda, atenção direcionada para a mineralogia que apresentasse. Além disso, tem-se que ambas as estruturas requereriam cuidados distintos dos que seriam adotados se a estrutura do solo fosse a da imagem (c). Se o problema fosse a possibilidade de recalques devido à construção de um aterro rodoviário ou de um edifício, o problema seria muito distinto caso a estrutura do solo de fundação fosse a

da imagem (c) ou se fosse a da imagem (d), e a química e a mineralogia do solo, por intervirem na estabilidade estrutural e no comportamento dessas estruturas sob o efeito de carregamento, teriam, também, grande relevância.

Com o olhar voltado para os aspectos químico-mineralógicos e estruturais, e de modo a ilustrar que a maior ou menor relevância de cada um deles depende do nível de intemperização do solo, assim como do tratamento a ele dispensado, cita-se o artigo publicado por Camapum de Carvalho e Gitirana Jr (2021). Nesse artigo, os autores exemplificam agregações presentes em solos profundamente intemperizados que apresentam grãos de quartzo, certamente quartzo neoformado (Senaha, 2019), e um solo pouco intemperizado contendo pacotes de filossilicatos. Em ambos os casos, as propriedades e os comportamento dos solos guardarão pouca ou nenhuma relação com esses minerais neles presentes. Contudo, mesmo essas situações não retiram a importância da composição químico-mineralógica, pois elas se associam ao nível e às consequências da intemperização, apontam para a origem dos minerais e indicam como os solos estão evoluindo.

Portanto, esse mero exercício acadêmico tem importante relação com o que os geotécnicos se deparam no dia a dia dos projetos e execução das obras de engenharia, e coloca em evidência a importância, para eles, dos conhecimentos sobre a química, a mineralogia e a estrutura dos solos, temas objeto deste capítulo.

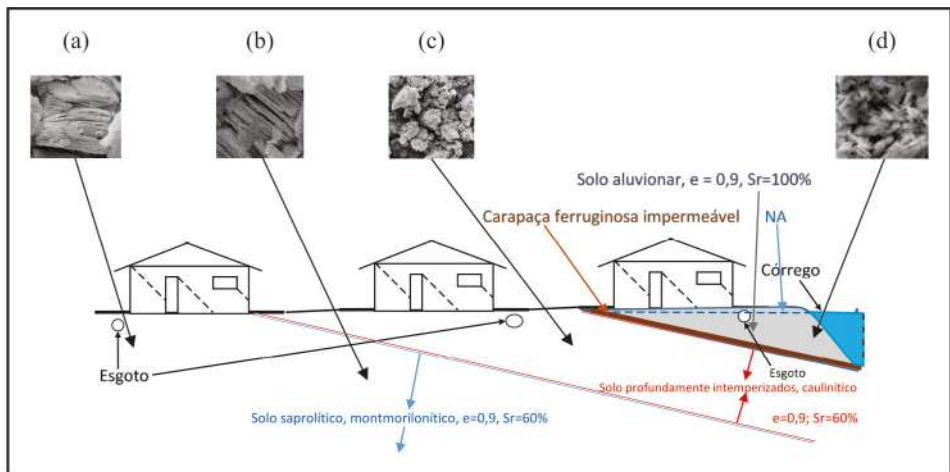


Figura 1 – Trincas em casas assentes em diferentes tipos de solo

2. MINERALOGIA

A mineralogia é o principal fator controlador do tamanho, da forma e das propriedades físicas e químicas das partículas do solo, intervindo diretamente em suas propriedades e em seu comportamento hidromecânico. Alguns minerais têm particular relevância para o entendimento das propriedades e do comportamento hidromecânico dos solos na condição saturada e não saturada, pela frequência com que estão presentes e pela influên-

cia que exercem sobre esse comportamento, mesmo não sendo os minerais predominantes na composição do solo. Em perfis de solos desenvolvidos em ambiente tropical, como grande parte dos solos brasileiros, a questão mineralógica assume ainda maior importância devido à sua diversidade ao longo desses perfis, diversidade que influi diretamente nas propriedades físico-químicas e no comportamento hidromecânico do solo.

Os constituintes minerais do solo quanto à origem são classificados em minerais primários e secundários. Entre os minerais primários, apresentam maior relevância o quartzo, os feldspatos e as micas, sendo os dois primeiros os mais abundantes. Outros minerais primários, como os piroxênios, anfibólios, olivinas e rutilo, podem ser encontrados em solo em condições especiais de clima, sendo o rutilo mais frequente. Esses minerais são utilizados como indicadores do grau de evolução do perfil de solo. Em regiões tropicais, de elevada precipitação e temperatura, as rochas sofrem intemperismo caracterizado pela rápida decomposição dos feldspatos e dos minerais ferromagnesianos (olivinas, piroxênios e anfibólios), com a remoção parcial de sílica e bases (Na_2O , K_2O , MgO) (Mitchell, 1976) e, em situações de fluxo capilar marcante, pode-se dar o enriquecimento de modo absoluto de óxidos e hidróxidos de ferro e alumínio. O paralelismo entre o teor de quartzo e o teor de gibsitita ao longo de um perfil de solo do Distrito Federal, estudado por Rodrigues (2017), citada por Camapum de Carvalho e Gitirana Jr. (2021), aponta para a possibilidade de neoformação do quartzo durante o processo de intemperização em condições climáticas tropicais, ou seja, o quartzo não pode ser visto apenas como um mineral primário com maior resistência ao intemperismo.

Os minerais secundários são, geralmente, reunidos em grupos. Neste capítulo, no entanto, não se buscará tratar cada grupo de modo completo, mas apenas dar destaque aos minerais mais frequentes nos solos ou que podem levar a mudanças de comportamento ou propriedades do solo em função do seu estado. As micas, mineral primário, será tratada neste texto, conjuntamente com a illita, como argilomineral no grupo intitulado “grupo da mica”. Millot (1964) também considera o grupo da mica como minerais de argila. Alguns autores preferem tratar isoladamente a mica como mineral primário e remeter para os argilominerais apenas a illita ou a illita conjuntamente com a mica muscovita, como o faz Santos (1989). Millot (1964) considera a illita uma mica muito pequena, na qual existe um déficit de íons potássio que são substituídos por água, aspecto que conduz alguns autores a tratá-la como mica hidratada. Visto que tanto as micas como a illita são filossilicatos lamelares, intervindo, embora não com a mesma intensidade, de forma semelhante na estrutura e no comportamento dos solos saturados e não saturados, optou-se por discutir o conjunto, micas e illita, no item que versa sobre argilominerais, relegando-se a um segundo plano a origem em detrimento das características físicas e estruturais dos minerais.

Os óxidos e hidróxidos de ferro e alumínio são muito frequentes nos solos brasileiros e influem na estrutura, nas propriedades e no comportamento hidromecânico desses solos, mesmo que não sejam predominantes na composição.

Esse item tratará apenas dos principais minerais primários e secundários e dos óxidos e hidróxidos metálicos mais frequentes nos solos tropicais. O item envolvendo esses minerais está dividido em minerais primários e secundários, ou seja, argilominerais e óxidos e hidróxidos de ferro e alumínio.

2.1 Minerais primários

2.1.1 Quartzo

Apesar de a sílica ocorrer na natureza em diferentes minerais, o quartzo, mineral, em geral, primário, é o mais comum, presente em rochas ígneas de caráter ácido intermediário e metamórficas e sedimentares, e em solos como mineral residual podendo, no entanto, ser neoformado (Senaha, 2019). O quartzo (SiO_2) tem hábito prismático, mas, geralmente, ocorre nas rochas como uma massa granular compacta e possui densidade relativa frequentemente adotada como igual a 2,65. Sua estrutura permite a entrada de impurezas e, assim, apresenta elementos traço intersticiais variados. É naturalmente incolor, mas as impurezas podem conferir várias cores recebendo, às vezes, outra denominação, como é o caso, por exemplo, da ametista.

A ligação Si-O-Si é parcialmente iônica e covalente, não apresenta pontos fracos e tem, assim, uma cinética de reação lenta, sendo persistente nos solos, apesar de que termodinamicamente seria esperado que ele se dissolvesse (McBride, 1994). A solubilidade durante o processo intempérico depende de pH, tamanho da partícula, composição química e da presença de irregularidades superficiais, sendo muitas dessas irregularidades desenvolvidas no próprio processo de intemperização (Cardoso, 1995). Segundo a literatura, a solubilidade do quartzo é essencialmente constante entre os limites de pH de 2 a 8,5, aumentando significativamente para pH superior a 9. A sílica solubilizada pode precipitar no interior dos poros do solo como amorfo, com eventual efeito cimentante ou, ao encontrar condições favoráveis, recristaliza-se progressivamente até atingir a condição de quartzo.

O mineral quartzo apresenta pouca substituição isomórfica na estrutura e baixa proporção de quebras de ligação na superfície. Em consequência, em geral, tem baixa carga de superfície, área superficial específica (ASE) e capacidade de troca catiônica (CTC), e baixo valor do ponto de carga zero (PCZ) (Kämpf *et al.*, 2009). Tais particularidades têm, por consequência, no que se refere aos solos não saturados, a ocorrência da sucção matricial devido ao efeito capilar com natureza mais física que eletroquímica. Sendo de natureza física, a capilaridade dependerá da distribuição granulométrica e da porosidade e, consequentemente, da distribuição de poros, que varia entre uniforme e bem graduada, podendo, evidentemente, ser aberta com presença apenas de poros maiores e de poros menores, sem poros intermediários. Por essa razão, os métodos de estimativa da curva característica de retenção de água que se fundamentam na textura oferecem melhores resultados para os solos contendo baixo teor de argilominerais.

Nos solos naturais, o quartzo está associado, principalmente, a partículas granulares, ocorrendo, também, na faixa de silte e integrando agregados e microagregados. Esse fator, em conjunto com sua característica de baixa atividade físico-química, faz com que participe de forma pouco significativa na retenção de umidade, dando maior dinâmica às variações de sucção em função da interação solo-atmosfera.

2.1.2 Feldspatos

Os feldspatos são minerais silicatados em que houve substituição parcial do silício pelo alumínio e a introdução de metais alcalinos (K, Na) e alcalino terrosos (Ca, Ba) para contrabalançar o excesso de carga negativa resultante. Eles ocorrem em rochas ígneas e metamórficas e, de modo mais raro, nas rochas sedimentares, como cristais tabulares ou massas granulares e possuem densidade, geralmente, compreendida entre 2,56 e 2,63. Os feldspatos mais comuns em solos são os feldspatos potássicos, mais estáveis, e os plagioclásios. Eles se fazem abundantes nas frações de areia e silte dos solos pouco intemperizados (solos saprolíticos ou residuais jovens). A persistência dos feldspatos nos solos está relacionada à natureza desse mineral (tamanho, composição química, irregularidades na superfície do cristal) e às condições de intemperização, como clima, geomorfologia, ação biológica e de complexos orgânicos. Com o processo de intemperização, eles dão origem a minerais secundários.

Devido à existência de certo grau de substituição iônica entre os elementos potássio, sódio e cálcio, os feldspatos têm maior atividade físico-química em relação ao quartzo e podem participar da capacidade de retenção de umidade em termos de energia de adsorção e, por consequência, atuar fisicamente sob a ótica da capilaridade e, quimicamente, sob a ótica da sucção, sendo esse entendimento relevante no estudo do comportamento dos solos não saturados contendo esse mineral.

2.2 Argilominerais

2.2.1 Conceitos básicos

Antes de tratar dos argilominerais, cabe apresentar alguns conceitos básicos que poderão ajudar no entendimento do tema:

- Planos atômicos – são arranjos constituídos por átomos distribuídos coplanarmente.
- Folhas estruturais – são arranjos constituídos por átomos pertencentes a mais de um plano atômico, formando retículos laminares dos tipos tetraédrico (SiO_4) e octaédrico ($\text{Al}_2(\text{OH})_6$ ou $\text{Mg}_3(\text{OH})_6$).
- Camadas estruturais – são arranjos constituídos pelo agrupamento de folhas estruturais.
- Celas unitárias ou unidades estruturais – correspondem ao menor volume do cristal limitado por três pares de lados paralelos e com simetria igual à do cristal como um todo. Elas são constituídas pelas camadas estruturais e pelos espaços intercamadas.
- Tipos de estruturas – as formas de empilhamento das camadas estruturais dão origem às estruturas 1:1 (uma folha tetraédrica e uma folha octaédrica), 2:1 (uma folha octaédrica entre duas folhas tetraédricas) e 2:1:1 (uma camada 2:1 mais uma camada de brucita, $(\text{Mg}, \text{Al})_6(\text{OH})_{12}$). A estrutura com unidade cristalográfica 1:1 é formada pelo empilhamento de uma lâmina de tetraedros de si-

lício e uma lâmina de octaedros de alumínio, unidas por ligação iônica entre o oxigênio apical da lâmina de tetraedros e o alumínio da lâmina octaédrica, formando as camadas. A junção entre as camadas, nessa estrutura, ocorre por meio de pontes de hidrogênio entre o oxigênio da camada tetraédrica e a hidroxila da camada octaédrica, sendo essa ligação considerada polar e forte o suficiente para conferir características de não expansibilidade e inexistência de troca iônica na superfície entre as unidades 1:1. Já as estruturas com unidade cristalina 2:1 são formadas por uma lâmina octaédrica de alumínio entre duas lâminas tetraédricas de silício unidas por ligações iônicas dos oxigênios apicais presos aos silícios, dos tetraedros, com o alumínio da lâmina dos octaedros como nas unidades 1:1. Como a junção entre camadas se dá por meio de lâminas iguais, ela é considerada não polar. Em função dessa particularidade, minerais com essa estrutura podem expandir mineralogicamente quando umedecidos, como a esmectita e a vermiculita, ou não expandir, como é predominante na clorita e na illita. A expansão depende da força das ligações entre as unidades estruturais: na illita, as ligações se dão através dos íons potássio, que são, em geral, suficientemente fortes para impedir a entrada de moléculas de água ou outros líquidos polares; nas esmectitas e na vermiculita, as ligações, através de forças de Van der Waals e dos cátions adsorvidos, são muito fracas, permitindo a entrada de moléculas de água entre as camadas, as quais promovem a hidratação dos cátions e a expansão, cabendo aqui destacar que essa variação do teor de água não interfere ou interfere pouco na sucção matricial, não devendo ser incluída como umidade ou porosidade do solo (Camapum de Carvalho e Gitirana Jr. 2021).

- Distância interplanar basal – espaço compreendido entre o topo de duas camadas sucessivas.
- Espaços intercalares – espaços entre as camadas e que são ocupados por cátions e moléculas de água.
- Ligações químicas prevaletentes nas regiões intercalares e exemplos de minerais que as apresentam:
 - O-O no talco e pirofilita;
 - OH-O (ligação de hidrogênio) na caulinita, antigorita e clorita;
 - H₂O-O na haloisita (10 Å);
 - Cátion trocável molécula de H₂O-O nas esmectitas e vermiculitas;
 - K⁺ ou Na⁺-O nas illitas.

As cargas elétricas ocorrem nos planos basais e na superfície lateral da partícula e são originárias de substituições isomórficas nas camadas tetraédricas ou octaédricas e da quebra das cadeias. De modo geral, essas cargas são positivas nas bordas e negativas nas faces dos argilominerais, o que favorece a floculação no caso dos solos pouco intemperizados e o processo de agregação durante a intemperização.

Antes de dar início ao estudo dos argilominerais, cabe fazer a distinção entre fração argila, que se refere ao tamanho da partícula, e argilomineral ou mineral de argila, que se refere à natureza mineralógica da partícula de solo.

2.2.2 Grupo da caulinita

A gênese do grupo da caulinita está associada à decomposição de uma série de minerais primários silicatados pela remoção parcial dos cátions básicos e silício em clima quente e úmido.

A fórmula estrutural da cela unitária da caulinita é $\text{Si}_4\text{Al}_4\text{O}_{10}(\text{OH})_8$, sendo a composição percentual: 46,54 % de SiO_2 , 39,5 % de Al_2O_3 e 13,96 % de H_2O (Santos, 1989). Esse grupo se caracteriza pela não expansividade com distância interplanar basal de aproximadamente 7,2 Å, com partículas variando de 0,1 a 0,5 μm e densidade relativa igual a 2,6 para a caulinita. Já a haloisita é menos estável do que a caulinita e marca um intemperismo fraco, sendo menos frequente no Brasil, embora presente em muitos solos. Elas podem se encontrar na forma menos hidratada para a qual apresentam a mesma fórmula estrutural da cela unitária da caulinita, ou na forma mais hidratada intitulada haloisita- $4\text{H}_2\text{O}$, para a qual a fórmula estrutural da cela unitária passa a $\text{Si}_4\text{Al}_4\text{O}_{10}(\text{OH})_8 \cdot 4\text{H}_2\text{O}$ devido à presença das quatro moléculas de água interlamelar. A haloisita não apresenta substituições isomórficas e a sua estrutura cristalina é eletricamente neutra.

Embora o grupo da caulinita seja constituído por minerais estáveis em presença de água, ou seja, não são mineralogicamente expansivos, cabe abrir um parêntese sobre o comportamento das haloisitas hidratadas, haloisita $4\text{H}_2\text{O}$, que apresenta distância interplanar basal igual a 10,1 Å e, quando totalmente desidratada, essa distância cai para aproximadamente 7,2 Å. Essas haloisitas, quando submetidas à secagem, desidratam-se e sua desidratação é irreversível. Logo, as curvas características de retenção de água definidas em laboratório ou mesmo os estudos do comportamento mecânico atrelados a teores de umidade quando realizados a partir de amostras secas, mesmo que ao ar, não representam a situação de campo em que a haloisita hidratada se faz presente, como exemplifica Camapum de Carvalho (2022). Outro aspecto relevante diz respeito à forma, pois, enquanto o argilomineral caulinita apresenta-se na forma de placa, a haloisita pode apresentar-se na forma tubular ou esférica, o que interfere diretamente no grau de anisotropia que o solo pode apresentar.

A característica não expansiva da caulinita e das haloisitas, decorrente das pontes de hidrogênio entre as camadas da estrutura cristalina, impede a exposição da superfície específica interna, manifestando, assim, na sua borda lateral, as cargas permanentes e variáveis positivas e nas faces cargas negativas.

O grupo da caulinita apresenta baixas densidade de carga superficial, capacidade de troca iônica (CTC e CTA), acidez trocável, área superficial específica (ASE), plasticidade e pegajosidade. Estes argilominerais não sofrem expansão nem contração mineralógica, no entanto, estruturalmente, a caulinita, devido à sua forma de placas, poderá, na interação interpartículas, sofrer contração ou expansão quando submetida a variações de energia, como tensão aplicada (energia externa) e sucção (energia interna). Assim, quando se analisa o comportamento hidromecânico dos solos ricos em caulinita ou quando se define a curva característica de retenção de água, faz-se necessário considerar a possibilidade de variação da porosidade. No entanto, se a caulinita encontra-se compondo estruturas agregadas, tanto a contração quanto a expansão tendem a não ocorrer ou a serem mínimas.

As interações entre a caulinita e os óxidos de ferro e alumínio são importantes na agregação e definição das características físicas dos solos altamente intemperizados (Melo e Wypych, 2009). A carga negativa presente na face dos argilominerais e a positiva recobrando os oxi-hidróxidos de ferro e alumínio favorecem o fenômeno da agregação, assim como a interação entre agregados, cabendo destacar, porém, que, ao se alterarem as condições do meio, por exemplo, com a adição de cal ou infiltração de água de esgoto, esses oxi-hidróxidos podem ser solubilizados, propiciando o colapso estrutural do solo ou afetando a sua resistência e deformabilidade. A característica agregada do solo resulta em curvas características designadas bimodais, marcadas pela microporosidade no interior do agregado e macroporosidade entre os agregados, e influem, também, diretamente em propriedades como a plasticidade (Cardoso, 2002) e no comportamento hidromecânico. Camapum de Carvalho e Gitirana Jr. (2021) colocaram em destaque a necessidade de o volume de vazios e da umidade contida nos agregados não serem contabilizados quando se analisam as propriedades e os comportamento dos solos contendo agregações.

2.2.3 Grupo da mica

A presença de minerais micáceos nos solos tem estreita relação com a sua presença na rocha de origem, fazendo-se presente em rochas ígneas ácidas e básicas, pegmatitos, metamórficas e sedimentares e se constituem em fonte de potássio e magnésio nos solos. O grupo da mica, aqui estabelecido, engloba as micas, minerais primários, e a illita, mineral secundário, sendo o conjunto tratado como minerais de argila, à semelhança do que fez Millot (1964).

Os minerais desse grupo são do tipo 2:1, com camadas formadas por uma folha octaédrica entre duas tetraédricas. Como exemplo de fórmula estrutural da cela unitária, tem-se para a muscovita e para a biotita, respectivamente, $K_2Al_2O_5[SiO_5]_3Al_4(OH)_4$ e $K_2Al_2O_5[SiO_5]_3(Mg,Fe)_6(OH)_4$.

Segundo Santos (1989), os minerais do grupo das micas podem ser divididos em bem cristalizados, compreendendo as micas ígneas e as micas metamórficas, e em argiláceas, compreendendo as illitas e os argilominerais interestratificados, possuindo illita em sua composição. São exemplos de micas bem cristalizadas a muscovita, dioctaédrica, com alumínio ocupando os sítios octaédricos e possuindo densidade relativa geralmente situada entre 2,76 e 2,88, e a biotita, trioctaédrica, com magnésio e ferro ocupando os sítios octaédricos e quase sempre apresentando densidade relativa entre 2,8 e 3,2. A illita é uma partícula de pequena dimensão e difere das micas bem cristalizadas por ter menor substituição de silício tetraédrico por alumínio, menor carga estrutural, menos potássio interlamelar e menor regularidade no empilhamento das camadas.

Apesar de a biotita ser mais abundante nas rochas, ela é mais suscetível a processos intempéricos quando comparada com a muscovita. Assim, nos solos, a muscovita predomina nas frações silte a areia grossa, enquanto que a biotita, quando presente, encontra-se na fração mais grossa. As partículas de mica apresentam-se negativamente carregadas, com capacidade de adsorção de cátions para atingir a neutralidade elétrica.

As micas têm forma de placas ou são tabulares e sua orientação no solo é dependente da formação da rocha ou do solo, bem como das tensões atuantes. A orientação prefe-

rencial das placas de minerais micáceos no solo gera uma estrutura orientada e propicia a ocorrência de um comportamento anisotrópico em resposta a solicitações hidromecânicas.

A illita, também conhecida como mica argilácea ou hidromica, encontra-se em solos provenientes de intemperismo de rochas ígneas e metamórficas ricas em muscovita e denota estágios intermediários de intemperismo desse mineral (Juo e Franzluebbbers, 2003). A estrutura cristalina do argilomineral illita é semelhante à da montmorilonita tendo, porém, uma maior substituição do silício tetra por alumínio, o que confere uma maior carga à estrutura cristalina, que tem por cátion neutralizante o potássio e torna o argilomineral, geralmente, não expansivo, com distância interplanar basal, como nas demais micas, aproximadamente igual a 10,1Å.

As illitas, geralmente, apresentam-se em forma de lamelas alongadas com bordos irregulares e diâmetro equivalente variando entre 0,1 e 2 µm. Destaca-se que, segundo León Rodriguez (2007), já foram identificadas illitas com hábito fibroso. Sua densidade relativa costuma variar entre 2,6 e 2,9.

A illita apresenta plasticidade e CTC superior ao grupo da caulinita e inferior ao das esmectitas, geralmente variando entre 10 e 40 meq/100g. Com tais especificidades, a illita constitui-se em argilomineral no qual predomina a energia de adsorção, tornando-se relevante a sucção em detrimento da capilaridade. Cabe ainda destacar que, em solos do Distrito Federal, tem sido observada a floculação da fração argila quando do uso do defloculante hexametáfosfato de sódio em solos pouco intemperizados contendo o argilomineral illita.

2.2.4 Grupo da esmectita

O grupo das esmectitas é do tipo 2:1 e inclui a montmorilonita propriamente dita e outros argilominerais, como a beidelita, a nontronita, a saponita, sauconita e a hectorita. Não raro, os dois termos, montmorilonita e esmectita, são usados com o mesmo significado, ou seja, alguns autores se referem ao grupo como da montmorilonita.

O grupo das esmectitas se distribui em dois subgrupos, o dioctaédrico, ao qual pertence a montmorilonita propriamente dita, e o trioctaédrico, ao qual pertence a saponita, a sauconita e a hectorita.

O grupo das esmectitas apresenta a fórmula teórica $Al_4Si_8O_{20}(OH)_4 nH_2O$, na qual a quantidade de moléculas de água é variável, implicando em distâncias interplanares basais que, geralmente, variam entre 10 Å e 40 Å. A partir de 40 Å, as camadas se separam, gerando estruturas com 10 Å de espessura. Segundo Santos (1989), os argilominerais naturais sempre apresentam fórmulas que diferem dessa fórmula teórica devido a substituições isomórficas no reticulado cristalino e nos cátions trocáveis. Morfologicamente, as esmectitas são lamelares, com dimensões que variam entre 0,1 µm e 2 µm e, em média, igual a 0,5 µm. Encontram-se, portanto, na fração argilosa do solo, apresentam valores elevados de área de superfície específica (ASE) e contribuem para a baixa permeabilidade do solo. Devido, principalmente, às variações da condição de hidratação, as esmectitas apresentam densidades relativas geralmente variando entre 2 e 2,7.

As esmectitas, quanto à origem, podem ser herdadas de rochas sedimentares argilosas ou calcárias, produtos da transformação de minerais primários e secundários ou neoformadas a partir de soluções com silício, alumínio, magnésio e ferro (Kämpf *et al.*,

2009). As condições favoráveis à sua formação são a abundância de sílica, meio alcalino com alta concentração eletrolítica (disponibilidade de cátions trocáveis), presença dominante de cátions divalentes (Ca^{+2} , Mg^{+2}) em relação aos cátions monovalentes (Na^+ , K^+), evaporação maior do que a precipitação e más condições de drenagem.

As esmectitas são argilas de alta acidez trocável e atividade físico-química e, quando presentes, aumentam a CTC do solo, tornando-o mais sensível à composição da solução intersticial. Elas apresentam alta plasticidade e elevada capacidade de expansão e contração. Por apresentarem alta afinidade com a água, aumentam a capacidade de retenção de água do solo e dificultam a saída da água sob compressão. Em consequência da elevada CTC, a estrutura dos solos contendo esmectitas responde a mudanças da composição da água dos poros, floculando ou dispersando, conforme explicado na Teoria da Dupla Camada, e também pela influência do pH da solução.

Sua influência sobre o comportamento hidráulico e mecânico do solo é significativa mesmo que presente em pequena quantidade. Por esse motivo, a bentonita, argila constituída predominantemente por argilominerais do grupo das esmectitas, é usada, frequentemente, em misturas com solos naturais, em fração de 2% a 5%, em massa seca para conferir baixa permeabilidade sem, no entanto, causar redução significativa na resistência e aumento da compressibilidade.

Ao analisarem-se as propriedades e o comportamento hidromecânico dos solos contendo esmectitas, faz-se necessário considerar suas variações de densidade e volume em função do grau de hidratação. Assim, nesses solos, parte das variações volumétricas registradas se deve a variações da distância interplanar basal, não podendo ser consideradas como variação no volume de vazios. Estudos realizados por Campos *et al.* (2008) mostraram que, ao se considerar as variações de volume verificadas para o solo durante o ensaio de determinação da curva característica de retenção de água por meio da técnica do papel filtro (variação de volume global) como variações do índice de vazios (Δe_{global}), obtinham-se curvas características transformadas ($e.pF$, onde pF é o logaritmo da sucção em centímetros de coluna de água), que contrariavam o esperado, conforme a proposta de Camapum de Carvalho e Leroueil (2004), Figura 2a. Os resultados foram obtidos para duas bentonitas brasileiras, uma proveniente do estado de Minas Gerais (MG) e outra do estado da Paraíba (PB). No entanto, ao corrigir-se o volume de vazios ($e_{\text{corrigido}}$), deduzindo-se da variação de volume total aquela oriunda das variações da distância interplanar basal estimada, chegou-se ao modelo de comportamento esperado (Figura 2b). A Figura 2c apresenta os valores de índice de vazios obtidos experimentalmente, considerando-se a densidade real inicial do solo (G_s) e os volumes medidos, em função do teor de umidade, e a Figura 2d foi determinada considerando-se os G_s em função da hidratação do argilominerais e os valores de volume de vazios obtidos, deduzindo-se, das variações de volume globais, as variações de volume de vazios devido a alterações na distância interplanar dos minerais. Observa-se, na Figura 2d, que, ao se deduzir da variação do volume de vazios global, as variações devido à modificação da distância interplanar basal, a curva assume o formato esperado com um certo limite de contração.

De modo a realçar a importância de não se considerar como integrantes do volume de vazios e da umidade do solo as variações de volume e de umidade que ocorrem em consequência da hidratação ou desidratação dos argilominerais expansivos, como é o ca-

so das esmectitas, serão apresentados mais dois exemplos. No primeiro, Camapum de Carvalho *et al.* (2019) mostraram para uma bentonita oriunda do estado da Paraíba, em que a continuidade entre a parte da curva granulométrica oriunda do peneiramento com a proveniente do ensaio de sedimentação só seria possível se fosse adotada na análise do ensaio de sedimentação uma densidade relativa menor calculada nela, incluindo a água intercamadas. No segundo exemplo, Camapum de Carvalho e Gitirana Jr. (2021) fizeram uma releitura dos resultados de curva de compactação e expansão apresentados por Consoli *et al.* (2020), mostrando a relevância de não se considerarem as variações volumétricas e de umidade oriundas da hidratação dos argilominerais expansivos quando se analisa o comportamento dos solos expansivos. Com o olhar voltado para o simples, Camapum de Carvalho (2022) apresenta um modelo físico que ajuda no entendimento de que essas variações de volume e umidade dos argilominerais expansivos não devem ser considerados quando se analisam as propriedades e o comportamento hidromecânico dos solos contendo argilominerais expansivos.

Os exemplos elencados realçam a importância de não se levar em consideração as variações volumétricas que ocorrem pelas modificações da distância interplanar basal quando se estudam as propriedades e o comportamento hidromecânico dos solos contendo esmectitas.

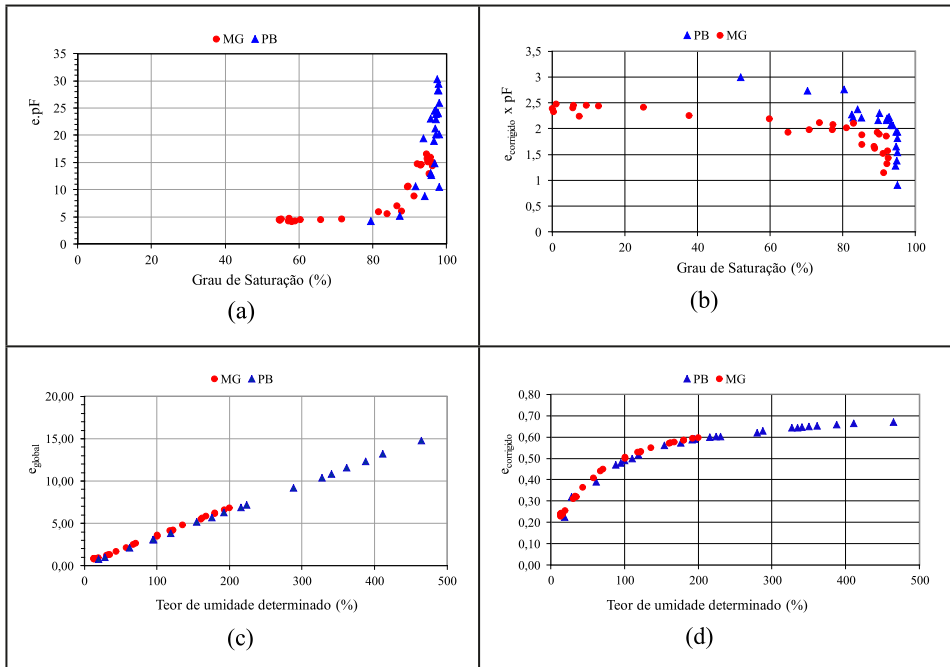


Figura 2 – Curvas características transformadas por e_{global} (a) e $e_{corrigido}$ (b) e variação do e_{global} (c) e do $e_{corrigido}$ em função do teor de umidade determinado (modificado, Campos *et al.* 2008)

2.2.5 Grupo da vermiculita

A vermiculita ocorre em rochas máficas e ultramáficas, gnaisses, xistos, mármore e rochas graníticas e, em solos, forma-se a partir da alteração da mica predominantemente e clorita (Kämpf *et al.*, 2009). Nesse mineral, do grupo 2:1, a carga líquida negativa da estrutura, produto da substituição do silício pelo alumínio na camada de tetraedros, é alta, sendo neutralizada por cátions hidratados, que estão nos interplanos. Devido à densidade de carga, a vermiculita não se expande à vontade, apresentando valores menores do que a esmectita (Juo e Franzluebbbers, 2003), e sua distância interplanar basal varia entre 10 Å e 15 Å. Apresenta forma lamelar, densidade relativa, geralmente, variando entre 2,3 e 2,7 e capacidade de troca catiônica superior à illita e inferior à esmectita; uma característica importante é que apresenta dimensões de 0,1 a 0,5 µm semelhantes à caulinita, mas sua superfície específica total é semelhante à da esmectita (Leóne Rodriguez 2007). Apresenta a fórmula estrutural da cela unitária $Mg (Mg, Fe^{2+}, Fe^{3+}, Al)_6 (SiAl)_8 O_{20} (OH)_{4.n} (H_2O)$.

As vermiculitas não tendem a ser argilominerais dominantes nos solos brasileiros, mas são comuns em vertissolos (Azevedo e Vidal-Torrado, 2009).

2.2.6 Grupo da clorita

Nos solos, as cloritas são minerais primários herdados de rochas metamórficas de baixo a médio grau ou de rochas ígneas, ou secundários, como produto da alteração de minerais ferromagnesianos (Sposito 2008). A estrutura cristalina das cloritas é formada por camadas estruturais do tipo da mica, intercaladas com camadas de brucita. As camadas tipo mica apresentam a fórmula estrutural da cela unitária $(Si, Al)_8 (Mg, Fe)_6 O_{20} (OH)_4$ e a brucita $(Mg, Al)_6 (OH)_{12}$, sendo que sua forma varia conforme o tipo de empilhamento dessas camadas. Devido à sua composição estrutural, alguns autores as consideram como argilominerais do tipo 2:1 e outros, devido à presença da brucita interlamelar, como argilominerais do tipo 2:1:1.

Nas cloritas, o magnésio da camada de brucita é parcialmente substituído por íons férrico ou alumínio, fornecendo, assim, a carga positiva necessária para neutralizar as substituições do silício por alumínio nas folhas tetraédricas e conduzindo à distância interplanar basal de 14 Å. Não ocorrendo tais substituições, a neutralização é feita por meio de cátions trocáveis, tornando a ligação mais fraca e possibilitando sua expansão para distâncias interplanares basais superiores a 14 Å.

As cloritas apresentam forma lamelar, densidade relativa, geralmente variando entre 2,6 e 3,3, área superficial similar à das micas finas e capacidade de troca catiônica comumente variando entre 10 e 40 meq/100g.

Comparando entre os grupos de argilominerais, pode-se afirmar que a clorita apresenta tamanho de partícula, carga negativa e área superficial semelhante à illita.

2.2.7 Grupo da paligorsquita e da sepiolita

A paligorsquita e a sepiolita se formam em ambiente marinho e em solos com altas concentrações de silício e magnésio. São minerais raros, com elevada capacidade de troca catiônica e superfície específica e, geralmente, empregados como adsorventes. A paligorsquita e a sepiolita são filossilicatos 2:1, com hábito fibroso, apresentando, porém, a particularidade da estrutura cristalina apresentar-se na forma de fitas que se ligam longitudinalmente entre si por meio das arestas, formando uma estrutura porosa similar a calhas colocadas paralelamente ao comprimento, alternando concavidades para cima e para baixo. Essas fitas são mais largas na sepiolita que na paligorsquita. As posições octaédricas são predominantemente ocupadas por magnésio com pequena substituição por alumínio e, às vezes, por ferro, havendo menor substituição do magnésio na sepiolita (Santos, 1989).

A paligorsquita apresenta fórmula estrutural ideal da cela unitária $Mg_5Si_8O_{20}(OH)_2(OH_2)_4 \cdot 4H_2O$ e a sepiolita $Mg_8Si_{12}O_{30}(OH)_4(OH_2)_4 \cdot 8H_2O$. As fibras, nesses minerais, apresentam, geralmente, tamanho variando entre 2 μm e 4 μm , com distância interplanar basal de aproximadamente 12 Å.

2.2.8 Argilominerais interestratificados

Os argilominerais interestratificados correspondem a modelos estruturais mistos e constituídos por camadas de dois ou mais argilominerais. Eles correspondem, muitas vezes, a estados metaestáveis ou de transição, que se verificam, normalmente, na evolução ou transformação de um mineral.

A identificação dos argilominerais interestratificados é feita determinando-se os tipos de camadas estruturais constituintes (por exemplo: caulinita + ilita +...), o grau de regularidade da interestratificação (por exemplo: 2 camadas de caulinita + 1 de ilita + 2 de caulinita + 1 de ilita +...), a proporção de cada um dos constituintes (no exemplo anterior: 2 de caulinita / 1 de ilita) e o modo como se dá o empilhamento na interestratificação (regular ou ao acaso).

2.3 Óxidos e hidróxidos

Esses minerais, quando secundários no solo, apresentam baixa cristalinidade associada à rapidez com que são formados em comparação com os argilominerais 1:1 e 2:1 e também à disponibilidade de cátions metálicos, conferindo uma diversidade cristalina (Costa e Bigham, 2009). Nos solos formados em clima tropical, em especial nos solos brasileiros, esses minerais têm presença significativa e influenciam em suas propriedades e em seu comportamento hidromecânico. Por exemplo, os óxidos e hidróxidos de ferro geralmente contribuem para o aumento de sua plasticidade e agregação (Cardoso 2002). Dada a elevada densidade relativa desses compostos, eles geralmente exercem significativa influência no peso específico aparente seco dos solos profundamente intemperizados, sendo relevante, nesse caso, fazer as análises de comportamento hidromecânico em função da porosidade ou do índice de vazios.

O atual Sistema Brasileiro de Classificação de Solos (EMBRAPA, 2006) utiliza o teor de óxido de Fe determinado no extrato sulfúrico para diferenciação das classes de solo: hipoférrico ($\text{Fe}_2\text{O}_3 < 80 \text{ gkg}^{-1}$); mesoférrico ($80 \leq \text{Fe}_2\text{O}_3 < 180 \text{ gkg}^{-1}$); férrico ($180 \leq \text{Fe}_2\text{O}_3 < 360 \text{ gkg}^{-1}$) e perférrico ($\text{Fe}_2\text{O}_3 \geq 360 \text{ gkg}^{-1}$). Valores dos índices K_i e K_r , Equações 1 e 2, são usados para diferenciar as famílias de solos caulíníticos ($K_r > 0,75$) e oxidícos ($K_r \leq 0,75$), e também como atributos para descrever algumas classes de solo pela EMBRAPA (2006): $K_i = 1,0 - 3,3$ para os Argissolos; $K_i > 2,2$ para os Cambissolos; $K_i < 2,2$ e, em geral, com valores extremamente baixos para os Latossolos.

$$K_i = \frac{(\% \text{SiO}_2 \times 1,70)}{\% \text{Al}_2\text{O}_3} \quad (\text{Eq. 1})$$

$$K_r = \frac{(\% \text{SiO}_2 / 0,60)}{[(\% \text{Al}_2\text{O}_3 / 1,02) + (\% \text{Fe}_2\text{O}_3 / 1,60)]} \quad (\text{Eq. 2})$$

A composição química (Fe, O, H), associada às características da estrutura dos óxidos de Fe, conferem, a esses minerais, atributos químicos, físicos e mineralógicos distintos, que resultam em: elevados valores de densidade, cores características de cada espécie mineral, dureza intermediária entre as espécies de minerais, caráter magnético em virtude da presença do Fe em sua estrutura e baixa solubilidade na faixa de pH comumente presente no solo (Costa e Bigham, 2009; Sposito, 2008). Destaca-se, no entanto, que aditivos químicos e fluidos com pH distintos daqueles normalmente encontrados nos solos podem migrar ou percolar através do maciço, gerando solubilização desses minerais e carreamento dos elementos que os compõem. São exemplos de aditivos químicos incorporados ao meio e suscetíveis de alterarem o pH do solo a cal, o cimento e os insumos agrícolas. Como exemplo de fluidos modificadores do pH do meio citam-se as águas servidas e a própria água da chuva, que tem seu pH afetado pelas condições químicas da atmosfera, pela matéria orgânica e atividade microbiológica no solo, favorecendo reações de dissolução, complexação e precipitação dos óxidos de ferro. Outro fator a ser considerado é a mudança de valência do ferro em virtude da condição de oxirredução do meio.

Nos principais minerais oxidícos, o ferro aparece sob a forma de íon férrico (Fe^{+3}), mas se houver condições, ele pode ser reduzido, por exemplo, pela atividade biológica a íon ferroso (Fe^{+2}), que é uma forma bem mais solúvel de ferro.

Os óxidos de ferro podem ocorrer dispersos na matriz do solo, com cristalinidade variada, como partículas individuais finas. Eles formam também microagregados, concreções, nódulos (Cardoso, 1995), plintita, ferricretes, entre outros (Costa e Bigham, 2009).

Embora seja grande a quantidade dos minerais oxidícos na natureza, aqui, serão apresentados apenas os mais frequentes nos solos brasileiros.

A hematita é um dos óxidos de ferro mais comumente encontrados na natureza. Com frequência, está presente nos solos profundamente intemperizados, dando-lhes a cor vermelha. Apresenta estrutura composta pela fórmula Fe_2O_3 e suas partículas exibem forma de placas hexagonais ou romboédricas. Sua densidade relativa é, geralmente, igual a 5,26.

A goethita é o hidróxido de ferro mais estável, ocorre em vários ambientes (Ker, 1997), sendo, no Brasil, mais frequente em solos lateríticos, e lhes conferem cores amare-

las e bruno-amareladas. Para sua formação, requer ambiente mais úmido, com teores elevados de matéria orgânica, contrapondo-se à hematita, que necessita, para sua formação, condições opostas (Kämpf *et al.*, 2009). Exibe estrutura com composição dada pela fórmula FeOOH , assumindo a forma de agulhas e ripas (placas alongadas) e formando agregados fibrosos. Sua densidade relativa varia, geralmente, entre 4,26 e 4,37.

A ferrihidrida é um óxido de Fe mal cristalizado que apresenta diferentes graus de ordenamento estrutural e que, dependendo das condições do meio, pode transformar-se em diferentes óxidos de ferro. Pode precipitar-se abioticamente de soluções em solos oxidicos, com o pH próximo da neutralidade, mas sua formação tende a ser condicionada por bactérias em pH ácido ou em condições anaeróbias que reduzem significativamente a oxidação do Fe (Sposito, 2008). Tem fórmula $\text{Fe}_{10}\text{O}_{15}\cdot 9\text{H}_2\text{O}$ e ocorre na forma de esferas individuais ou agregadas e sua densidade relativa, geralmente, varia entre 3,8 e 3,96.

A magnetita, mineral magnético que, normalmente, aparece como mineral acessório em algumas rochas ígneas e em rochas metamórficas (Souza *et al.*, 1995); nos solos, tem origem associada a processos bióticos e abióticos (Sposito, 2008). Sua estrutura apresenta a fórmula Fe_3O_4 , tem forma cúbica, densidade relativa igual a 5,18 e sua propriedade magnética facilita a sua identificação.

Os óxidos e hidróxidos de alumínio são minerais comuns em vários solos, com ocorrência associada a condições climáticas diversas, porém, principalmente, quente e úmida (Bigarella *et al.*, 1996). O diásporo, a bohemita, a gibbsita e a bauxita constituem os principais oxi-hidróxidos de alumínio, sendo a gibbsita o mais comum presente nos solos tropicais.

A gibbsita, $\text{AlO}(\text{OH})_3$, também conhecida como hidroargilita, ocorre em grande escala em solos sujeitos a profundo intemperismo químico de minerais aluminosos sob intensa lixiviação em climas quentes e úmidos. Possui, geralmente, densidade relativa compreendida entre 2,3 e 2,4 e seus cristais costumam ter forma lamelar a tabular, com contornos pseudo-hexagonais geralmente herdados da caulinita quando dela proveniente.

Os óxidos e hidróxidos de ferro e alumínio apresentam, geralmente, elevada área superficial específica, ponto de carga zero (PCZ) alto, o que confere uma carga positiva em faixas normais de pH no solo. Possui sítios superficiais para sorção química de vários cátions e de ânions orgânicos e inorgânicos (Goldberg *et al.*, 1996). Sua característica de carga pH dependente, cristalinidade e adsorção específica se reflete em sua CTC e CTA. Nos solos desenvolvidos em clima tropical, em especial nos solos brasileiros, esses minerais têm presença significativa e influenciam suas propriedades e comportamento hidromecânico.

2.4 Argilas silicatadas não cristalinas

Os principais constituintes no solo não cristalinos são a alofana e a imogolita. A alofana é um silicato de alumínio hidratado, pouco cristalizado, em camada octaédrica de Al-Si, com elevada superfície específica (Juo e Franzluebbbers, 2003). Possui grupo funcional Si-OH em sua estrutura interna e Al-OH na estrutura externa. A hidrólise do grupo funcional é dependente do pH, gerando carga negativa em pH elevado e positiva em pH baixo (Yong *et al.*, 2012). A imogolita é um produto de um estado mais avançado de in-

temperismo do que a alofana (Brady e Weil, 2013), tem composição química mal definida e é oriunda de rochas ácidas e metamórficas ricas em sílica (Souza *et al.*, 1995).

2.5 Considerações sobre a mineralogia dos solos

A Figura 3a apresenta o perfil mineralógico de um manto de intemperismo tropical, indo de solos profundamente intemperizados na superfície até a zona de transição para o solo saprolítico, situado a partir da profundidade de 10 m (Carvalho 1995; Guimarães 2002). Esse perfil de solo residual é oriundo de uma rocha metamórfica sílico-argilosa do tipo ardósia. Essa figura objetiva mostrar que, na natureza, os minerais estão em constante processo de transformação em função das condições climáticas, de drenagem e do próprio tipo de rocha. Se observados os perfis ao longo da profundidade referentes à gibbsita, caulinita e illita, percebe-se que a illita deu origem à caulinita, e essa, à gibbsita, sendo que a soma dos três argilominerais é, aproximadamente, constante ao longo da profundidade. Verifica-se, também, que o somatório dos teores de hematita e goethita é, aproximadamente, igual a uma constante estando a goethita presente apenas na zona superficial mais ativa, ou seja, sua existência está ligada à melhor condição de hidratação superficial.

Comparando-se a Figura 3b à Figura 3a, é possível deduzir que as transformações mineralógicas ocorridas ao longo do perfil de solo impactaram na porosidade e na própria distribuição de poros. Destaca-se que, nesse local, não foi encontrado nível d'água freático até a profundidade de 12 m.

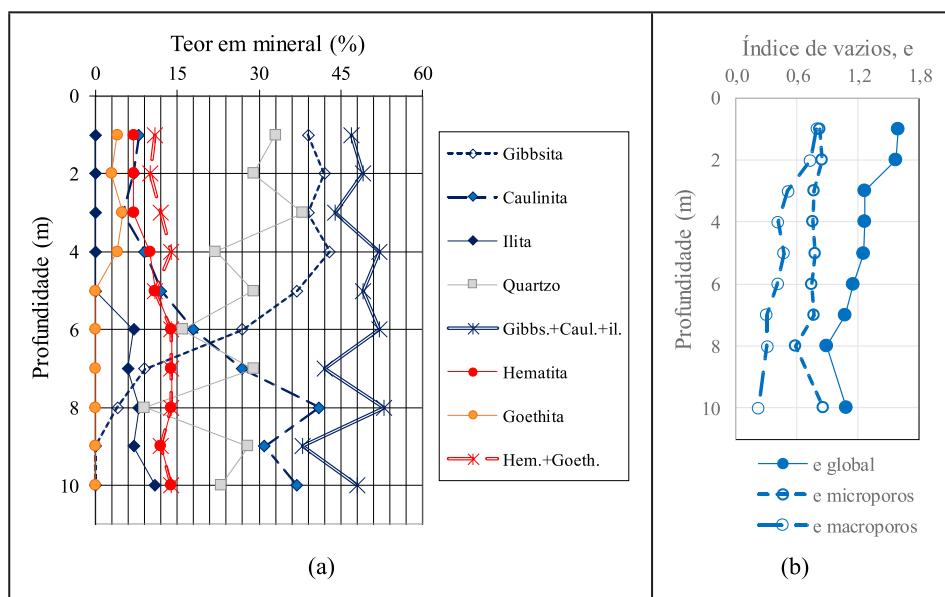


Figura 3 – Variações mineralógicas (a) e de índice de vazios ao longo de um perfil de solo (modificado, Guimarães 2002)

A mineralogia, a porosidade e a distribuição de poros exercem influência direta nas propriedades e nos comportamentos dos solos não saturados. Essa influência pode, portanto, ser de natureza física ou relacionada à mineralogia do solo. A Figura 4 ilustra a influência de ordem física (a) e a influência relacionada à mineralogia do solo e à distribuição de poros (b).

A Figura 4a foi criada para exemplificar amostras de areia constituídas pelo mineral quartzo, mineral de baixa atividade. A amostra 1 corresponde a uma areia com certa graduação na distribuição de poros, enquanto a amostra 2 corresponde a uma areia com o mesmo índice de vazios da areia 1, apresentando, porém, poros de tamanho uniforme, o que faz sobressair, da comparação, uma curva horizontalizada para a areia 2, com poros uniformes e uma curva com certa inclinação para a areia 1, com poros com certa graduação. A areia 3 é a mesma areia 2, apresentando poros uniformes, porém, com índice de vazios inferior ao da areia 2, tornando as sucções mais elevadas. Essas comparações objetivaram mostrar que a capilaridade, que é um fenômeno predominantemente físico, é função da porosidade e de sua distribuição no solo.

A Figura 4b foi desenvolvida com o objetivo de mostrar a influência da natureza mineralógica na forma da curva característica. Embora a curva característica representativa da caulinita (argila) seja, nesse caso, meramente ilustrativa, paralela à obtida para o quartzo (areia), ela apresenta, para o mesmo índice de vazios inicial, sucções mais elevadas, refletindo a contribuição das forças de adsorção presentes na caulinita.

Comparando-se, agora, a curva desenvolvida para a caulinita com aquela criada para a montmorilonita, verifica-se que, apesar da provável maior porosidade inicial desta ela se coloca acima da obtida para a caulinita. Teoricamente, a partir das umidades referentes à saturação dos dois materiais, poderia dizer-se que o índice de vazios da montmorilonita é superior ao da caulinita. No entanto, há que se considerar que, se a umidade tiver sido determinada pelo método da estufa, ela pode corresponder tanto à água presente nos vazios da montmorilonita como, mesmo que parcialmente, à água presente entre suas camadas. Mas independentemente disso, a sobreposição da curva obtida para a montmorilonita em relação à obtida para a caulinita mostra que, nela, as forças de adsorção são maiores. Comparando-se, ainda, as duas curvas, verifica-se que, no trecho médio, a curva desenhada para a caulinita é praticamente linear, o que não ocorre para a montmorilonita. Na montmorilonita, à medida que aumenta a sucção, tende a reduzir a distância interplanar basal, impondo, ao longo do ensaio, variações do volume de vazios além daquelas registradas no processo de contração até atingir a entrada de ar no solo. Logo, conclui-se que, nos solos expansivos, as curvas características obtidas são, geralmente, representativas de diferentes porosidades, pois esta varia com a sucção imposta.

Finalmente, a Figura 4b apresenta a curva de um latossolo com composição semelhante à do solo a 3 m de profundidade na Figura 2, ou seja, ele representa um material predominantemente gibbsítico, contendo, ainda, areia em quantidade significativa, e caulinita, hematita e goethita em menor escala. O gráfico desse latossolo mostra que, nos perfis de intemperismo, além da mineralogia, da porosidade, a distribuição de poros condiciona a forma da curva característica de retenção de água. Nesse gráfico, o primeiro trecho horizontalizado, com sucções variando entre 5 kPa e 7 kPa, corresponde à zo-

na de macroporosidade, e o segundo trecho horizontalizado corresponde à zona de microporosidade com sucções, nesse caso, variando entre 10.000 kPa e 11.000 kPa. Entre as zonas de macroporosidade e microporosidade, estão distribuídos os poros de tamanho intermediário.

As discussões apresentadas nesse item mostram a importância de se considerar a mineralogia e, com ela, a química do solo, assim como a porosidade e sua distribuição em propriedades e comportamento dos solos.

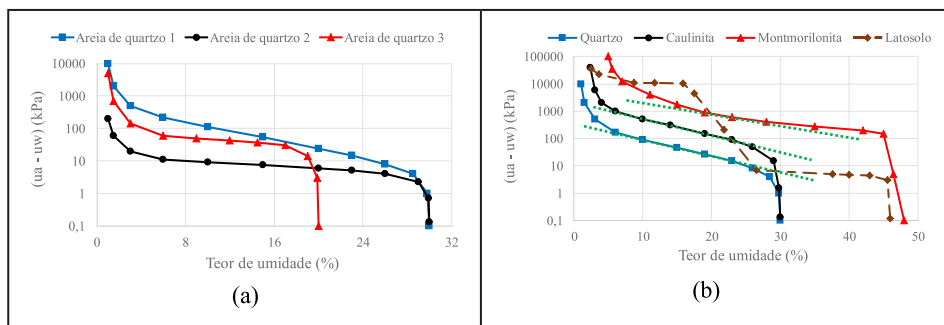


Figura 4 – Curvas características desenhadas para diferentes porosidades, distribuições de poros e mineralogias

3. PROPRIEDADES FÍSICO-QUÍMICAS

Do ponto de vista do comportamento dos solos na condição não saturada, os parâmetros físico-químicos de maior interesse são o pH, o potencial redox (Eh), a superfície específica, o ponto de carga zero (PCZ), a atividade físico-química expressa pelas capacidades de troca catiônica (CTC) e aniônica (CTA), a capacidade tampão e a estabilidade dos agregados do solo. Destes, os dois primeiros (pH e Eh) são características ambientais influenciadas pela composição mineralógica do solo e pelo teor e composição química da água do solo. Os demais são diretamente condicionados pela mineralogia. No Brasil, a principal referência para a determinação dessas propriedades é o Manual de Métodos de Análise de Solos do Centro Nacional de Pesquisa de Solos (CNPS) da EMBRAPA (2017). A Tabela 1 apresenta uma síntese dessas propriedades para alguns minerais mais frequentes em solos brasileiros.

Tabela 1 – Propriedades físico-químicas de alguns minerais mais frequentes em solos brasileiros

Carga negativa ⁶								
Minerais presentes no solo	ASE (m ² g ⁻¹)	Tamanho (µm)	Fração do solo ^{3,7}	% constante	% pH dependente	CTC µmol kg ⁻¹	CTA µmol kg ⁻¹	PCZ ⁸
Quartzo	1,0 – 3,6 ³		Areia, silte e argila			0,6 – 5,3 ³	– ³	2,0 – 3,0 ³
Feldspato	0,0 – 2,0 ³		Areia e silte			0,2 ³	– ³	2,0 – 2,4 ³
Mica (Muscovita e Biotita)	70 – 120 ³		Areia, silte e argila	80	20	5 – 15 ³	– ³	7,5 ³
Caulinita	10 – 30 ¹	0,5 – 5,0 ¹	Argila	5	95	3 – 15 ³	0,74 – 4 ³	4,0 – 5,0 ³
Vermiculita	550 – 700 ¹	0,1 – 5,0 ¹	Argila	95	5	100 – 210 ³	– ³	– ³
Esmectita	620 – 770 ¹	0,01 – 1,0 ¹	Argila	95	5	80 – 150	– ³	2,5
Clorita	70 – 100 ¹	0,1 – 2,0 ¹	Silte e Argila	80	20	1 – 2,5 ³	– ³	– ³
Ferridrita	100 – 400 ²		–					8,1 ⁵
Goethita	8 – 200 ²	<0,1 ⁶	Variável	0	100	0 – 6 ³	4 – 19 ³	7,0 – 8,0 ³
Hematita	2 – 90 ²		Argila, silte e areia			0 – 6 ³	– ³	8,0 – 8,5 ³
Magnetita	4 – 100 ²		–					6,5 – 9,9 ⁴
Gibbsita	~50 ³	<0,1 ⁶	Argila, silte e areia	0	100	0,2 – 3 ³	7,2 ³	8,0 – 9,0 ³
Alofana	900 – 1100 ³	<0,1 ⁶	Argila, silte e areia	10	90	10 – 40 ³	5 – 30 ³	7,0 – 8,5 ³

Fonte: ¹ Azevedo e Vidal-Torrado (2009) adaptado de Brady e Weil (1996); ² Costa e Bigham (2009), modificado de Cornell e Schwertmann (1996) para óxidos de ferro sintético; ³ Feldman *et al.* (2008); ⁴ Milonjic *et al.* (1983); ⁵ Tan (2012); ⁶ Brady e Weil (2013) a pH 7; ⁷ Sequência de tamanhos dada na tabela representa a sequência de abundância no solo. Micras abundantes em todas as frações, excetuando illita. Óxidos estão presentes como agregados ou nódulos em solos altamente intemperizados; ⁸ Valor de diferentes fontes que usaram diferentes métodos.

3.1 Parâmetros ambientais – Eh e pH

3.1.1 Descrição e valores mais frequentes em solos brasileiros

O potencial redox (Eh) representa o potencial elétrico desenvolvido por uma reação de oxirredução em uma célula eletroquímica, medido em relação a um eletrodo padrão de hidrogênio. O valor de Eh (Volts), conforme Equação 3, é obtido através da medição com um eletrodo inerte de platina (E_{medido}) contra um eletrodo padrão de potencial conhecido (E_{ref}).

$$Eh = E_{\text{medido}} + E_{\text{ref}} \quad (\text{Eq. 3})$$

A presença de agentes redutores diminui o valor de Eh, e a presença de agentes oxidantes aumenta o valor de Eh. Assim, valores de Eh = +0,3V a +0,8V são, em geral, indicativos de solos óxicos, e valores de Eh = -0,4V a +0,1V, de solos anóxicos. No entanto, como o valor medido é muito sensível à composição da solução do solo e da fase gasosa, não existem valores de referência, como no pH, para classificar o meio, e a medição é muito sensível a variações pela alteração do ambiente em contato com a amostra. Assim, esse parâmetro deve ser preferencialmente medido no campo para caracterizar um perfil de solo, e a amostragem para análise em laboratório requer cuidados adicionais de preservação para evitar o contato da amostra com o ar.

O pH é um parâmetro bem mais simples de se medir e usar como referência para a caracterização do solo: quando o pH < 7, o solo é ácido, quando o pH > 7, o solo é básico, para valores de pH medidos em suspensão solo: água na proporção 1:2,5 (pH H₂O) (EMBRAPA, 2017). Também, é importante determinar o pH do solo em solução de KCl 1N na mesma proporção, que é indicador da presença de alumínio (Al⁺³) e constitui um dos atributos para a classificação pedológica através do valor em si mesmo (pH KCl) e da diferença entre os dois valores ($\Delta\text{pH} = \text{pH KCl} - \text{pH H}_2\text{O}$) (EMBRAPA, 2006).

O valor do pH pode variar com o grau de diluição da suspensão, diminuindo com o aumento da razão solo: solução (Vogel, 1994), daí a importância de se padronizar essa razão no procedimento experimental. Coloides formados por argilas 1:1, óxidos e hidróxidos e por matéria orgânica apresentam hidroxilas OH⁻ expostas à água circundante que interagem com os prótons H⁺ disponíveis, influenciando a sua liberação. Quando é feita a medida com solução salina, como KCl 1N, em solos com predominância de minerais do tipo 2:1, os coloides podem trocar o íon hidrogênio adsorvido à superfície pelos íons potássio, e o pH medido por esse procedimento será menor do que utilizando água destilada, ou seja, o valor ΔpH será negativo ou nulo. No entanto, no caso das argilas 1:1 e dos óxidos e hidróxidos, os prótons adsorvidos serão liberados com maior dificuldade no ensaio com solução salina, podendo resultar em valores positivos para ΔpH . Como a presença desses minerais em solos tropicais está ligada, em geral, ao grau de intemperismo, essa diferença pode ser usada como um indicador de solos mais ou menos intemperizados, em conjunto com outras características.

Os solos brasileiros são frequentemente ácidos, podendo-se encontrar valores de pH entre 3,5 e 5,5. Essa acidez decorre da combinação da composição mineralógica com a

lixiviação das bases (elementos alcalinos e alcalinos terrosos), como cálcio, sódio, potássio e magnésio. A lixiviação é mais intensa em climas tropicais devido à intensidade e frequência das chuvas e às temperaturas mais elevadas, sendo favorecida por uma boa condição de drenagem local.

3.1.2 Diagramas de equilíbrio Eh-pH

O diagrama de equilíbrio Eh-pH é muito útil para avaliar as possibilidades de ocorrência das formas químicas solúveis e insolúveis de um elemento em cada condição redox de interesse, mas deve ser usado apenas como referência porque são calculados termodinamicamente com base em banco de dados para cada elemento. Além disso, representam as condições de equilíbrio químico e solubilidade para cada elemento em função da combinação desses dois parâmetros, ou seja, indicam as formas químicas estáveis de ocorrência daquele elemento em cada condição de Eh e pH da solução aquosa e dependem da temperatura e da composição da solução aquosa, já que as constantes de equilíbrio químico das espécies são função da atividade química da solução. Existem várias publicações que apresentam os diagramas para uma diversidade de elementos.

3.2 Superfície específica

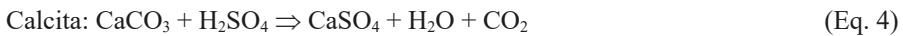
Arthur *et al.* (2013) relatam que a superfície específica governa a adsorção de contaminantes, a agregação do solo e a atividade microbiana. A área de superfície específica expressa a razão entre a área da superfície da partícula e o seu volume, portanto, quanto menor a partícula, maior a área superficial específica (ASE). A ASE do solo é função da composição das partículas, que condiciona seu tamanho, conteúdo de água e CTC, e apresenta, também, estreita relação com a quantidade de argila. A superfície específica é, muitas vezes, representada pela relação entre a área da superfície da partícula e a sua massa, cabendo destacar que essa forma de apresentação sofre a influência da densidade real dos grãos e pode levar a comparações imprecisas entre solos, por exemplo, dois solos com a mesma granulometria e composição mineralógica, exceto o fato de um deles ser rico em gibbsita (Gs entre 2,3 e 2,4) e o outro em goethita (Gs igual 4,27), mas de tamanhos semelhantes, conduzirão a superfícies específicas distintas em função da grande diferença de densidade existente entre os dois hidróxidos.

Segundo Brady e Weil (2013), a área da superfície específica total é a resultante da soma de duas parcelas: área de superfície específica interna (entre as camadas) e externa (na lateral da partícula). Pode variar de $10 \text{ m}^2\text{g}^{-1}$ (para argilominerais que apresentam possibilidade de medida somente da superfície externa, por exemplo, a caulinita) a mais de $800 \text{ m}^2\text{g}^{-1}$ (para argilominerais com possibilidade de medida de extensas superfícies internas, por exemplo, a montmorilonita). Nos solos tropicais, como ocorre significativa variação da densidade real das partículas em função da mineralogia, faz-se necessário em análises comparativas que se leve em consideração esse parâmetro, trabalhando-se, por exemplo, com avaliações em m^2cm^{-3} . Cabe destacar que, em técnicas nas quais o solo é submetido à presença de água em abundância, como é o caso da superfície específica determinada pela técnica do azul de metileno, a hidratação de argilominerais expansivos,

quando presente, requer que se considere esse efeito da hidratação no valor de superfície específica determinado.

3.3 Capacidade tampão

Essa propriedade representa a capacidade do solo de resistir à variação do pH e depende da capacidade dos minerais presentes no solo de consumir a acidez ou a alcalinidade através de reações químicas. O interesse maior é, geralmente, na capacidade de neutralizar a acidez. Os minerais de maior capacidade de neutralização da acidez são os carbonatos, como a calcita e a dolomita, porque as reações de consumo da acidez e a dissolução do mineral são bastante rápidas (Equações 4 e 5).



A estequiometria e a rapidez das reações permitem que a quantidade de carbonatos minerais seja determinada pelo ataque com ácido sulfúrico em laboratório.

No caso de aluminossilicatos em contato com o ácido, as reações de neutralização possíveis são o consumo do ácido e a degradação do mineral, produzindo outros minerais argílicos como subproduto e a adsorção dos prótons (H^+). No entanto, essas reações são mais lentas do que as dos carbonatos minerais e podem não ser suficientes para a neutralização completa.

A capacidade tampão do solo é definida como o número de moles de H^+ ou OH^- que precisa ser adicionado ao solo para elevar ou diminuir o pH do solo em uma unidade. Essa propriedade é determinada por titulação de uma suspensão solo: água com um ácido ou uma base forte. A título de referência, a caulinita tem reconhecidamente baixa capacidade tampão.

3.4 Atividade físico-química e sorção

A atividade físico-química de um solo expressa o grau de interação dos seus constituintes com a água e com os íons presentes.

O grau de interação com a água influencia uma série de propriedades e comportamentos geotécnicos do solo, como plasticidade, comportamento expansivo, compressibilidade, permeabilidade, compressão secundária, sensibilidade, tixotropia, retenção de água e desenvolvimento de potencial mátrico e osmótico na medida em que o solo passa da condição saturada para a condição não saturada. A plasticidade é a propriedade indicadora do grau de interação do solo com a água, e os limites propostos por A. M. Atterberg (1846-1916) (limite de contração w_c , limite de plasticidade w_p , e limite de liquidez w_l), determinados empiricamente em ensaios padronizados (NBR7183:1982; NBR7180:2016; NBR6459:2016), são utilizados para representá-la. Cabe destacar que a NBR7183:1982 da ABNT foi cancelada. A Carta de Plasticidade desenvolvida por Arthur Casagrande (1902-1981) e utilizada no SUCS (Sistema Unificado de Classificação

de Solos) oferece indicativo de diferentes tipos de solo a partir da relação entre o limite de liquidez e o índice de plasticidade ($I_p = w_L - w_p$). Por exemplo, Barbosa *et al.* (1995) apresentam os valores obtidos para uma argila sedimentar contendo caulinita, ilita interstratificada e montmorilonita na fração fina e com 5% de teor de matéria orgânica, os quais se distribuem na Carta de Plasticidade ao redor da Linha A, que define a fronteira empírica entre argilas inorgânicas de alta plasticidade e argilas orgânicas, ou seja, para esse solo, em particular, os argilominerais e a matéria orgânica têm papel equivalente na determinação da plasticidade.

Camapum de Carvalho e Gitirana Jr. (2021) exemplificam situações em que solos tropicais agregados apresentam-se distribuídos abaixo da linha A, no entanto, ao se remover dos teores de umidade a água contida no interior dos agregados, e que efetivamente não contribuem para os limites de liquidez e plasticidade, os pontos se deslocam para a esquerda, posicionando-se acima da linha A. Nas análises feitas pelos autores, a horizontalidade na linha de deslocamento dos pontos indicam ter sido considerada a mesma porosidade interna dos agregados no limite de liquidez e de plasticidade, porém, esse é um aspecto a ser melhor analisado. Essa abordagem feita pelos autores aponta para a necessidade de maiores observações e cuidados quando se analisa as propriedades e comportamento dos solos não saturados.

A interação com os íons inorgânicos e orgânicos presentes na água tem grande influência sobre as partículas minerais e, conseqüentemente, sobre a estrutura do solo, através de diferentes mecanismos, como troca iônica, adsorção específica e não específica, e reações químicas, como solubilização, precipitação e reações redox. O termo sorção é utilizado para expressar genericamente o processo de transferência de massa de íons, moléculas e compostos da fase aquosa para a fase sólida do solo, e o termo dessorção designa o processo inverso. Com isso, são incluídas as reações químicas além do fenômeno da adsorção. A seguir, são explicados, brevemente, os mecanismos de adsorção, sua origem, e os parâmetros utilizados para representá-los.

3.4.1 Cargas nas partículas de solo e mecanismos de adsorção

A origem dos mecanismos de adsorção reside na presença de cargas elétricas não balanceadas na superfície e, em alguns argilominerais, no espaço interlamelar, das partículas dos minerais e da matéria orgânica do solo, destacando-se, porém, que o termo adsorção se refere a retenções de superfície, diferentemente do termo absorção, em que o volume do mineral absorve as espécies químicas.

A origem das cargas na fração inorgânica está associada à substituição isomórfica ou imperfeições na estrutura e à protonação ou desprotonação pelos grupos funcionais do tipo Al-OH, Si-OH ou Fe-OH nas bordas laterais dos argilominerais e óxidos ((Sposito, 2008). De acordo com Brady e Weil (2013), o húmus pode ser considerado uma estrutura coloidal semelhante à argila. Admite-se que as cargas negativas da matéria orgânica são provenientes da dissociação de grupos carboxílicos, enólicos (álcoois) e fenólicos das unidades centrais de tamanho e complexidade variada (Fontes *et al.*, 2001). Para contrabalançar as cargas elétricas da partícula mineral ou orgânica, sejam negativas (predominantes) ou positivas, íons presentes na solução são adsorvidos pela partícula.

A adsorção pode ser “específica”, de origem química ou física (ligações de Van der Waals), e “não específica”, de origem física por ligações eletrostáticas.

A adsorção não específica é uma reação heterogênea, de superfície, rápida e, geralmente, reversível. Esse mecanismo resulta na troca iônica, que é a troca de íons hidratados móveis de um sólido por íons de mesma carga total em solução. Por exemplo, a troca de x mols de um íon divalente do sólido por $2x$ mols de um íon monovalente em solução e vice-versa. Quando envolve íons positivos, o processo é conhecido como troca catiônica, e quando envolve íons negativos, como troca aniônica. Por serem reações rápidas, são tratadas como reações de equilíbrio, em que vale a lei de ação de massas, e a seletividade ou ordem de preferência é governada pela valência, com prioridade na adsorção de íons de maior número de oxidação, pelo raio iônico hidratado, em que os menores tendem a deslocar os maiores, e pela abundância relativa de cada íon tanto na fase sólida (composição do complexo trocável do solo) quanto na fase aquosa (concentração). Em geral, íons presentes em maior quantidade no complexo trocável do solo serão mais facilmente trocados por outros íons em solução, e quanto maior a concentração de um íon na solução, maior será a preferência na adsorção. Essas são, no entanto, regras de tendência que nem sempre são fielmente reproduzidas na realidade. A velocidade da reação também varia com o tipo de argila. Em geral, a reação é mais rápida para a caulinita (argilominerais 1:1), mais lenta para as esmectitas e vermiculita, e ainda mais lenta para a illita e a clorita (Grim, 1968). O autor explica essas diferenças pelo maior ou menor grau de dificuldade de penetração dos íons para alcançar as posições trocáveis em cada argilomineral. Assim, aparentemente, a ocupação das posições trocáveis nas extremidades da partícula é rápida, e essa é a forma predominante nas caulinitas. Já a penetração dos íons no espaço interlamelar das esmectitas e da vermiculita requer um tempo bem maior. No caso da illita, parte das posições trocáveis se situa entre as superfícies basais, que estão fortemente ligadas pelos íons potássio não trocáveis, dificultando a penetração dos íons, que se dá, então, lentamente. Destaca-se que as trocas iônicas não alteram a estrutura cristalina do mineral, embora interfira diretamente em suas propriedades físico-químicas, no potencial de retenção de água do solo e em seu próprio comportamento hidromecânico.

A adsorção específica é uma reação heterogênea, porém, mais lenta e não totalmente reversível, porque a massa dessorvida é inferior à adsorvida. A adsorção específica de origem química ou quimissorção se refere à elevada afinidade de adsorção de um íon presente na fase líquida e um íon na superfície do mineral, passando, essas espécies, a formar um composto químico de superfície não hidratado, por meio de ligação covalente. Os íons adsorvidos quimicamente têm a capacidade de alterar o potencial de superfície da partícula mineral, o que não ocorre com a adsorção não específica. Ocorrem, ainda, os processos de adsorção específica: (i) a adsorção de cátions para contrabalançar as cargas negativas geradas pela ionização (desprotonação) das hidroxilas nos planos de quebra de partículas em argilominerais 1:1 e óxidos e hidróxidos de ferro, alumínio ou manganês; (ii) a adsorção de ânions para contrabalançar as cargas positivas geradas pela protonação do oxigênio na superfície das partículas de argilominerais 1:1 e óxidos e hidróxidos de ferro, alumínio ou manganês; (iii) a adsorção de metais pela matéria orgânica, que tendem a formar complexos com os grupos funcionais da matéria orgânica (Meurer *et al.*, 2000).

Em todos eles, há uma variação da carga líquida da partícula e todos são dependentes do pH do meio, ou seja, da disponibilidade de prótons para as reações. O processo de desprotonação das hidroxilas e de protonação do oxigênio são mostrados esquematicamente na Figura 5.

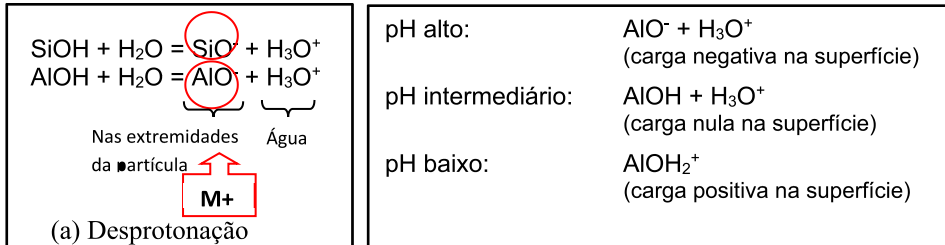


Figura 5 – Representação esquemática dos processos de desprotonação das hidroxilas e de protonação do oxigênio em argilominerais 1:1 e óxidos minerais de alumínio

Os minerais apresentam cargas tanto negativas quanto positivas, mas, em geral, há predominância das cargas negativas, e, por esse motivo, nos solos, a troca catiônica é mais relevante do que a troca aniônica. No entanto, nos argilominerais 1:1 e nos óxidos e hidróxidos de ferro, alumínio, titânio e manganês, devido aos processos descritos anteriormente, a carga líquida é variável com o pH da solução aquosa. As cargas relacionadas a essas fontes são, então, ditas “variáveis”, enquanto as cargas decorrentes de substituição isomórfica na estrutura mineral independem do pH e são identificadas como cargas “constantes”. Os minerais podem apresentar uma combinação dos dois tipos de cargas de superfície.

3.4.2 Parâmetros CTC, CTA e PCZ

Para identificar o comportamento esperado de um solo quanto aos processos de adsorção, são utilizados os parâmetros capacidade de troca catiônica (CTC), capacidade de troca aniônica (CTA) e ponto de carga zero (PCZ). Os valores de CTC, CTA e PCZ para os minerais mais frequentes em solos brasileiros foram apresentados na Tabela 1.

A capacidade de troca catiônica (CTC) representa a capacidade máxima de adsorção de cátions pelo solo, e a capacidade de troca aniônica (CTA), a capacidade máxima de adsorção de ânions. Para determiná-las, são utilizadas as propriedades da reação de adsorção de ser tanto maior quanto maior a concentração do íon na solução e a preferência por íons de maior valência. Assim, os métodos consistem em provocar a troca dos íons adsorvidos originalmente no solo por íons presentes em soluções simples (um único sal) em concentrações relativamente altas.

A CTA é determinada por troca compulsiva, saturando o solo com uma solução de BaCl_2 e, posteriormente, promovendo a troca com uma solução de MgSO_4 (EMBRAPA, 1997). A quantidade de íons Cl^- medida na solução final representa a CTA do solo, já que não estava presente inicialmente, tendo sido trocada pelos íons SO_4^{2-} adicionados. No mesmo ensaio, pode ser medida, pelo mesmo motivo, a CTC, utilizando-se os dados

de Ba^{+2} encontrados na solução final. O procedimento recomenda realizar as determinações no pH do solo e concentrações eletrolíticas próximas às da solução do solo original.

Para a CTC, existe ainda outro procedimento, também descrito pela EMBRAPA (2017). Pode-se fazer a extração e determinação das bases trocáveis presentes no solo – valor S ($cmol_e/kg$) = $\Sigma (Ca^{+2} + Mg^{+2} + Na^+ + K^+)$, determinar a acidez trocável ($H^+ + Al^{+3}$) e calcular a CTC efetiva como a soma do valor S com a acidez trocável. Este é um procedimento interessante para os solos brasileiros, que frequentemente apresentam prótons e íons de alumínio no complexo trocável. Embora não seja explicitado nos procedimentos, é importante observar que, em solos cuja solução intersticial tenha concentração eletrolítica significativa, como em solos salinos, é recomendável realizar a determinação da CTC e da CTA em amostras previamente lavadas com água deionizada para remover todos os íons em solução. Caso contrário, com a secagem ao ar, os íons em solução irão se precipitar na amostra e serão incluídos nas análises químicas como se fossem provenientes da troca iônica.

Existem diferentes definições para o ponto de carga zero dos solos. Será adotada a definição mais comum, em que o PCZ representa o valor do pH, em que a carga elétrica líquida do conjunto das partículas é nula, ou seja, a carga total positiva é igual à carga total negativa. Esse valor pode ser obtido por medição direta do potencial de superfície (potencial zeta) em diferentes valores de pH, com equipamentos que utilizam a mobilização por eletroforese das partículas carregadas e relacionam a velocidade e direção do movimento com o potencial de superfície.

O método de determinação do PCZ mais usado é o da titulação potenciométrica, baseado na titulação da amostra com ácido e base a diferentes concentrações de eletrólitos, determinando-se o ponto de cruzamento de três ou mais curvas de titulação (EMBRAPA, 1997). Essa é uma medição indireta, e obtém-se, na verdade, o ponto de efeito salino nulo (PESN). Contudo, segundo Uehara e Gillman (1980), em solos compostos por minerais com predominância de cargas variáveis, como ocorre nos solos tropicais muito intemperizados, o valor de PESN seria próximo do PCZ, e o método é adequado.

A estimativa do ponto de carga zero pode ser feita utilizando-se a Equação 6 (Keng e Uehara, 1974), considerando-se os valores de pH medidos em KCl $1\ molL^{-1}$ e em água.

$$PCZ = 2\ pH_{KCl} - pH_{H_2O} \quad (Eq. 6)$$

De modo geral, as partículas tendem a flocular em meio mais ácido ou próximo do PCZ, e a se dispersar em meio mais alcalino do que o PCZ. Os solos tropicais com pH inferior ao correspondente ao PCZ tendem a se desagregar quando o pH se eleva passando pelo correspondente ao de carga zero, sendo essa característica relevante quando se efetua a estabilização química do solo conforme mostrado por Rezende (2003).

3.5 Influência da atividade físico-química sobre a estrutura dos solos

A atividade físico-química dos solos exerce uma grande influência sobre a estrutura do solo. Como é a fração coloidal que tem a maior atividade, a aplicação da Teoria da Dupla Camada, de Gouy-Chapman, proposta em 1910/1913 para um sistema heterogêneo de suspensões coloidais, é válida. No modelo desenvolvido, existem três camadas iônicas junto à superfície da partícula coloidal carregada (negativamente): a camada de íons

hidratados fortemente ligados à superfície (Stern), a dupla camada difusa (DC) dos íons hidratados ligados eletrostaticamente à superfície, e a água livre, onde os íons se distribuem em concentrações equivalentes de cargas elétricas opostas. Os íons se movem entre as diferentes camadas por difusão. A distribuição da concentração de íons em cada camada é decorrente da hipótese de que o potencial elétrico decresce exponencialmente com a distância à superfície carregada.

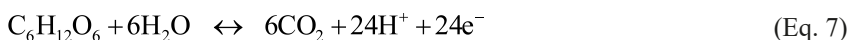
Por essa teoria, a espessura da DC varia não apenas com o potencial da superfície, mas também com a valência dos íons presentes e com a concentração eletrolítica e a constante dielétrica (ou permitividade elétrica relativa) da água livre. A DC é tanto menor quanto maior a valência dos íons, maior a concentração eletrolítica da solução aquosa e menor a constante dielétrica (lembrando que a água é o líquido de maior constante dielétrica).

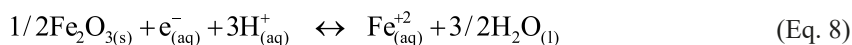
A espessura da DC controla o equilíbrio entre as forças de atração e repulsão entre partículas adjacentes. Se a DC se contrai, as forças de repulsão diminuem e as partículas se aproximam. Se a DC se expande, ocorre o inverso e as partículas se afastam. A aproximação das partículas resulta em floculação, e o afastamento, em dispersão. Assim, os processos de troca iônica ou adsorção não específica podem alterar a estrutura do solo, causando floculação quando o solo adsorver cátions de maior valência (troca de Na^+ por Ca^{+2} , por exemplo), e dispersão na situação inversa. A mudança da composição química e iônica da fase aquosa (água livre), por processos de lixiviação ou de ingresso de novos compostos, também pode causar a mudança do arranjo estrutural do solo. Por exemplo, o ambiente salino tende a provocar a formação de estrutura floculada, em comparação com ambiente de água doce, que tende ao efeito contrário. Se um solo formado em um ambiente é submetido à mudança do ambiente para outra condição, ele apresentará a mudança da estrutura correspondente. Os mecanismos de adsorção específica não apenas influenciam a estrutura através da adsorção de íons de diferentes valências, como também pela alteração da carga de superfície e, portanto, do potencial.

Diante dessas particularidades, as mudanças atmosféricas impactando na qualidade da água da chuva devem ser vistas com mais atenção, pois podem contribuir para ocorrência de fenômenos como os escorregamentos de encostas e subsidências. Também merecem maior atenção os procedimentos de infiltração das águas servidas e o uso de defensivos e insumos agrícolas que terminam migrando para o interior do maciço ou deslocando-se na superfície do terreno por meio do fluxo superficial provocado pelas precipitações pluviométricas.

3.6 Estabilidade dos agregados e o comportamento do Fe

As reações de dissolução, complexação e precipitação dos óxidos de ferro controlam a disponibilidade do ferro em solução, mas a reação só é possível na presença de uma fonte de elétrons disponível (Costa e Bingham, 2009), e a principal fonte no ambiente natural é o excedente de elétrons produzido pela atividade biológica na oxidação da matéria orgânica, sobretudo na ausência de oxigênio. A sequência da reação descrita acima pode ser representada pelas Equações 7 para a matéria orgânica e 8 para a dissolução da hematita.





O carbono também é capaz de reduzir os óxidos de ferro, e a presença de matéria orgânica no solo é um fator importante, sobretudo se associada a bactérias e condições redutoras, com pouco oxigênio, como sob alagamento. Não raro, o ferro solubilizado e carregado para sistemas de drenagem é responsável por sua colmatção. Os dois processos são catalisados e acelerados pela ação biológica.

4. CONSIDERAÇÕES SOBRE A INTERAÇÃO SOLO – ÁGUA NOS SOLOS TROPICAIS

Nos solos tropicais, em especial nos profundamente intemperizados, solos lateríticos, a parte sólida é, geralmente, composta por matéria orgânica e oxi-hidróxidos de ferro (hematita, goethita), alumínio (gibbsita), formando aglomerados. A parte líquida do solo é composta pela água, que, por ser um solvente, promove a solubilização de íons aderidos à superfície dos minerais constituintes do solo, além de dissolver gases oclusos nos poros. O solo pode apresentar-se constituído da fase gasosa, cuja origem pode estar atrelada ao contato com a atmosfera ou ser oriunda de reações e transformações ocorridas no solo. Nesse aspecto, há que se destacar, ainda, a relevante presença de microrganismos, como fungos e bactérias, que desenvolvem importante papel na formação e transformação dos solos.

Dessa forma, por possuir gases e sais dissolvidos, advém o termo solução do solo; no entanto, muitos utilizam a expressão água do solo com o mesmo significado (Kiehl, 1979), abarcando o fluido como um todo.

Nos solos não saturados, a alteração de umidade gera modificação na capilaridade e/ou na sucção intervindo nas propriedades e nos comportamentos.

4.1 Tensão capilar atuante no solo

Cabe, inicialmente, abrir um parêntese para lembrar que o potencial de retenção de água no solo é função de suas características físico-químicas (capilaridade) e químico-mineralógicas (sucção), sendo a capilaridade função da formação de meniscos nos poros do solo e a sucção função das forças de adsorção provenientes da natureza químico-mineralógica do solo.

A tensão capilar no solo não saturado é responsável pela atração entre uma partícula e outra, gerada pela tensão superficial da água e a superfície das partículas, formando uma membrana contrátil. As forças de interações intermoleculares (forças de Van der Waals) são responsáveis pelo efeito contrátil em conjunto com a pressão e a evapotranspiração do meio.

O solo, ao perder umidade, passa por um processo de contração devido à atuação da capilaridade por meio da membrana contrátil que se forma em sua superfície. Essa contração cessa nos minerais não expansivos com a entrada de ar no solo. No entanto, no caso dos minerais expansivos, ela continua, pois a perda de umidade gera a necessidade de equilíbrio de energia entre a parte externa e a interna ao mineral, o que implica em varia-

ções da distância interplanar basal, que impactam nas variações volumétricas e de umidade como um todo. Nessa fase, torna-se muito relevante a atuação das forças de adsorção solo-água. Nos solos agregados, como é o caso dos solos tropicais profundamente intemperizados, podem, também, ocorrer variações volumétricas dos agregados para sucções elevadas, mas por efeito capilar de superfície, quando se dá a entrada de ar em seus interiores. Nesse momento, o grau de saturação global já é bem menor que 100%, embora os agregados continuem saturados, dando azo para a expressão solo parcialmente saturado. Portanto, essa discussão inicial mostra a relevância da capilaridade para o entendimento das propriedades e do comportamento dos solos.

No processo de atuação da energia capilar, uma partícula é puxada contra a outra, gerando um aumento das tensões efetivas no contato, portanto, embora se coloque, muitas vezes, na literatura, que a capilaridade gera uma coesão aparente, o fenômeno tem natureza mais física, impondo tensões que refletem no atrito. É evidente que os aspectos químico-mineralógicos da interação fluido-mineral são, também, relevantes, mas, no caso da capilaridade, predomina o aspecto físico.

Entretanto, outras forças atrativas são responsáveis pela coesão e promovem a sua ampliação nos solos quando da perda de umidade e redução do grau de saturação, como a própria energia de adsorção que se amplia com o déficit de água no solo. Também, a atuação sobre a coesão no solo de cimentos, das pontes de argila, das interações entre elementos químicos (Fe, Al, Mn, Si) e da matéria orgânica são impactados pelas variações de umidade.

Voltando à questão relativa à capilaridade, após a entrada de ar no solo, dando continuidade ao processo de desidratação, o raio dos meniscos diminui, ampliando a pressão (energia) no contato. Essa energia interativa no contato será tanto maior quando menor o tamanho do poro (efeito físico) e pode ser expressa pela Equação 9, que permite calcular, por analogia com o fenômeno atuante em tubo capilar, a pressão capilar (p_c) correspondente à pressão no lado côncavo do menisco menos a pressão no lado convexo do menisco, a partir do coeficiente de tensão superficial na água (T), do cosseno do ângulo θ que se forma entre o menisco e a superfície de contato do mineral (por analogia, o tubo) e do raio do menisco (R):

$$p_c = \frac{2T \cos \theta}{R} \quad (\text{Eq. 9})$$

A tensão superficial depende da temperatura, que, levando em consideração a água pura, é de 0,0756 N/m para 0° C, 0,0728 N/m para 20° C e 0,0589 N/m para 100° C. Desde que o solo tenha poros com variação de tamanho, a água será deslocada, primeiramente, dos poros maiores em detrimento dos poros menores. Entretanto, isso pode não ser verdade quando há uma rápida infiltração da água, e o ar pode ficar ocluso, submetendo-se, inclusive, a pressões positivas. Aqui, merece um parêntese de cunho prático: sempre que houver recobrimento de uma superfície de solo não saturado ou mesmo de um agregado, a infiltração da água se dará por efeito da sucção/capilaridade, submetendo a fase ar à pressão positiva capaz, dentre outros, de atuar desagregando o solo ou deflagrando processos erosivos.

Com a continuidade da desidratação do solo em um determinado poro, ocorrerá a redução do raio do menisco, ampliando a pressão capilar apresentada na Equação 9. Quando o solo apresenta poros com tamanhos variados, os raios dos meniscos se ajustarão às duas dimensões de modo a se adequarem à energia disponível tida como única. Essa particularidade desfaz a ideia da necessidade de dessaturar os poros maiores para que se formem meniscos nos poros menores quando esses compreendem uma mesma massa interconectada. Esse não é o caso da presença dos agregados nos solos tropicais, pois, nesse caso, a dessaturação dos macroporos independe dos microporos presentes no interior dos agregados.

Com base no exposto, verifica-se que, quando predomina, no solo, o efeito capilar, as forças interpartículas dependem da distância entre partículas (tamanho dos poros), do raio do menisco capilar (energia disponível), da tensão superficial (função da temperatura e da qualidade do fluido) e do ângulo de contato (função das propriedades dos minerais).

A medida que o solo se desidrata, aumenta a pressão capilar, no entanto, desidratações excessivas podem levar ao desaparecimento do menisco em certos pontos e, por consequência, ao seu efeito sobre as tensões interpartículas, o que explica, por exemplo, a perda de resistência de uma areia ao passar do estado úmido para o seco. A mesma perda de resistência ocorrerá quando o raio do menisco tender para infinito, o que corresponde à situação de uma areia saturada.

4.2 Potencial solo-água

Inicialmente, destaca-se que o tema deste item é discutido em detalhe no Capítulo 5 deste livro (Machado & Vilar 2022), sendo aqui abordados apenas alguns aspectos mais relevantes para o entendimento deste Capítulo.

No solo, a água pode estar nos poros na condição livre ou adsorvida ou contida na estrutura cristalina dos minerais. A água de cristalização dos minerais não está disponível. A evaporação de uma molécula de água se dá quando sua energia cinética supera o trabalho oriundo da tensão superficial. Por isso, a evaporação amplia com o aumento da temperatura e com a redução da tensão superficial, o que se dá com o aumento da pressão de vapor. Logo, a água dos poros pode ser liberada em condições de temperatura que vão da temperatura ambiente a 100 °C, temperatura de evaporação da água. Já a água de cristalização ou lamelar, em termos de temperatura, pode ser removida a temperaturas de 100° C, em alguns minerais, até 400° C, em geral (Kiehl, 1979). Destaca-se, porém, que a água existente intercamadas pode ser removida por atuação de outras formas de energia, como a de compressão.

O nome dado de água de cristalização ou água congelada na intercamada das esmectitas e haloisitas deve-se à orientação hexagonal da monocamada de água formada nos espaços interlamelares. A forma hexagonal das moléculas de água é típica do gelo, daí ser também chamada de água congelada. A forma tetraedral da água ocorre na água livre.

A água aderida ao mineral na monocamada da superfície da dupla camada elétrica de Stern está rigidamente ligada a ele pelas pontes de hidrogênio. Na caulinita, a monocamada não exibe orientação preferencial, existindo uma distorção das ligações de hidrogênio. A monocamada de cobertura do sistema caulinita/água é limitada ao redor do mineral a 1 nm de espessura, sendo que, acima dessa espessura, a água está em um estágio

de entropia maior, atingindo multicamadas com espessura de 3 nm, quando a partícula de caulinita está suspensa no meio aquoso (Sposito, 1984). A pressão necessária para retirar a monocamada pode ser maior que 400 MPa (Van Olphen, 1977).

O potencial capilar no solo é definido como sendo o trabalho necessário para a remoção de uma unidade de massa de água do solo. As diferenças de potencial de um ponto para outro no solo determinam a direção, o fluxo e o trabalho necessário para provocar esse fluxo, sendo que a tendência da água é atingir o equilíbrio com menor energia. O potencial total (ξ_T) de água no solo, Equação 10, é dado pela soma das componentes mais relevantes: potencial de pressão (ξ_P) ou potencial hidrostático, importante em solos saturados ou muito próximos da saturação, onde há tensões positivas; potencial gravitacional ($\xi_G = g \cdot z$), em que g é a aceleração da gravidade e z a altura com relação ao nível de referência; potencial osmótico (ξ_O), atua na solução coloidal do solo por conter íons livres hidratados ou adsorvidos na superfície dos minerais em constante troca com o meio e interação com a água, devido a sua polaridade, sendo definido como o trabalho necessário para deslocar a água desses íons (Figura 6); potencial matricial (ξ_M) da água no solo, deve-se à força de adsorção ou ao efeito capilar:

$$\xi_T = \xi_P + \xi_G + \xi_O + \xi_M \quad (\text{Eq. 10})$$

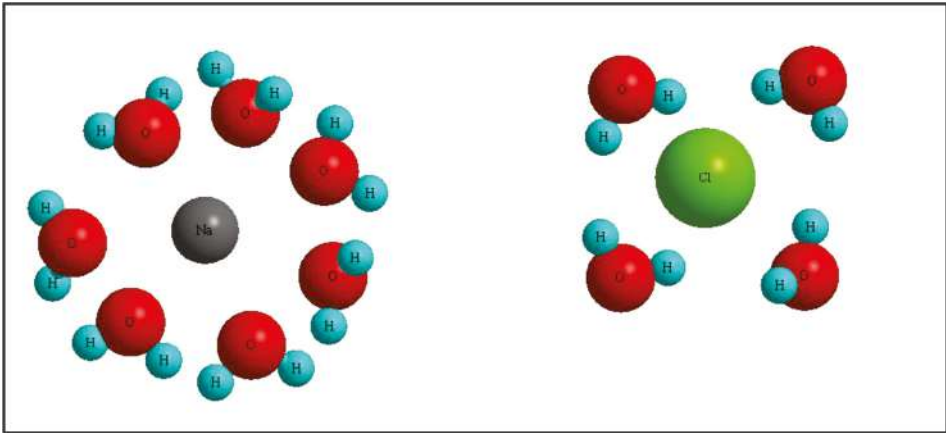


Figura 6 – Íons solvatados por moléculas de água que geram a pressão osmótica

A parcela referente ao potencial osmótico é considerada desprezível quando o meio está saturado ou quando a solução do solo apresenta baixa concentração salina. Entretanto, muitos solos contaminados ou naturais, ricos em íons em solução que elevam a CTC e CTA, geram incremento que pode ser expressivo nessa parcela referente ao potencial osmótico. Tem-se, ainda, que solos sob a influência da água do mar ou de outras soluções diluídas ricas em íons podem, quando submetidos à secagem nos períodos mais secos ou por efeito de drenagem, aumentar a concentração de íons elevando, assim, o potencial osmótico.

A sucção no solo pode, então, ser influenciada pelo estado de tensões a que o solo está submetido, pela granulometria e seu arranjo estrutural, pela mineralogia, pela porosi-

dade total e pela distribuição dos poros (Klute, 1986; Sousa, 2006). Apesar de a influência da matéria orgânica na curva característica ser pouco estudada em solos tropicais, sua influência tem sido relatada na literatura. Thomas e Moodie (1962) e El-Swaify e Hender-son (1967) têm mostrado essa influência na retenção de água pela sua natureza hidrofílica e, indiretamente, pela modificação da matriz do solo pela sua presença. Na matriz do solo, o nível de agregação e o tipo de granulometria podem levar a curvas características diferenciadas (Brady e Weil, 2008), e a matéria orgânica exerce significativa influência sobre a agregação.

Portanto, conforme exposto neste item, a composição químico-mineralógica, a porosidade e o arranjo estrutural exercem grande influência sobre as propriedades e os comportamentos dos solos saturados e não saturados, e a sucção osmótica, embora geralmente relegada a segundo plano, assume, muitas vezes, grande relevância.

5. ESTRUTURA DOS SOLOS

A estrutura dos solos pode estar ligada à sua origem, ao processo de intemperização ou ser imposta por ações antrópicas, como a compactação. Nos solos granulares, as estruturas mais comumente encontradas então ilustradas na Figura 7. Nessa ilustração, a Figura 7a mostra uma imagem real de uma areia de quartzo e as demais figuras apresentam imagens criadas com o objetivo de explicar os tipos de estrutura que podem estar presentes nesses solos. Nos solos granulares, como as partículas são relativamente equidimensionais, a estrutura formada é, geralmente, do tipo simples (Figuras 7a e 7b) e, em casos específicos, pode formar-se a estrutura alveolar (Figura 7c). Materiais granulares com partículas lamelares mantêm a estrutura simples, podendo, porém, apresentar os grãos distribuídos ao acaso (Figura 7d) ou de modo orientado (Figura 7e). A tendência é os grãos se orientarem durante o processo de compactação ou sob o efeito de outra energia externa. Em certas obras, como as estruturas de pavimento, a ação continuada do tráfego tende a ampliar essa orientação, inclusive na camada de revestimento asfáltico. Embora essa orientação afete o comportamento hidromecânico dos solos granulares em função do nível de orientação, ela o faz de modo muito menos relevante, no que tange à imposição de anisotropia, que no caso dos solos sedimentares argilosos e dos solos residuais pouco intemperizados. Nos solos granulares não saturados, como os mostrados na Figura 7, independentemente da estrutura, a água nos poros geralmente atuará por capilaridade.

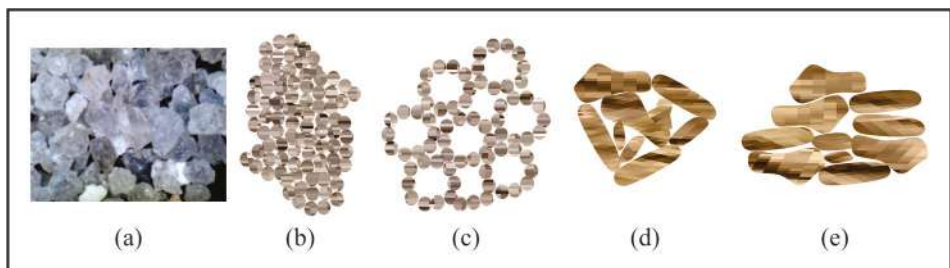


Figura 7 – Estruturas dos solos granulares

A Figura 8, foi aqui introduzida para ilustrar em escala macroscópica que essas estruturas classicamente apresentadas na literatura são pouco adaptadas aos perfis de solos tropicais e outros materiais. A Figura 8a apresenta uma concreção oriunda do Vesúvio, concreção de cor avermelhada, e as demais concreções formadas em ambiente marinho, na orla nordestina brasileira. A Figura 8b apresenta concreções oriunda do Distrito Federal, e a Figura 8c contém uma imagem de solo tropical argiloso do Distrito Federal ampliada 6.000 X na visualização por meio do microscópio eletrônico de varredura (MEV). Em situações semelhantes às mostradas nessas figuras, os arranjos estruturais apresentados na literatura clássica perdem relevância, sendo importante considerar a distribuição de poros. Nas três figuras (a,b e c), o estado concrecionado dos materiais apresentando poros internos e externos às agregações faz com que só os poros externos às agregações, assim como a sucção neles atuantes quando o material encontra-se em estado não saturado ou parcialmente saturado, sejam relevantes para o comportamento hidromecânico. Cabe destacar, em relação ao interior das agregações, que, na Figura 8a, os macroporos predominam nos poros internos; na Figura 8b, referente a concreções lateríticas, os poros internos se distribuem indo de macro a microporos; e na Figura 8c, cuja imagem foi obtida para um solo laterítico argiloso, os microporos predominam no interior das agregações. Diante dessas constatações, as considerações a seguir merecem destaque:

- 1) Nesses materiais, a forma das partículas minerais isoladas que compõem as agregações, por se encontrarem bloqueadas, não interferem no grau de anisotropia dos materiais, e, como essas agregações são predominantemente equidimensionais, o comportamento tende a isotrópico.

- 2) As análises químico-mineralógicas globais tornam-se menos relevantes, pois, quando integrantes das agregações, interferem pouco nas propriedades e no comportamento hidromecânico, exceto na estabilidade das próprias agregações.

- 3) Os poros internos às agregações apresentando dimensões menores que os externos fazem com que esses materiais possam se encontrar em “estado parcialmente saturado”, embora a literatura dê preferência ao termo “não saturado”.

- 4) Embora, geralmente, o comportamento mecânico dos materiais melhore com o aumento da sucção mátrica, nesses casos mostrados, quando ela passa a atuar de modo predominante nos poros internos dos agregados, deixando de atuar em pontos externos dos contatos entre as agregações, passa a ocorrer um comprometimento do comportamento mecânico, como exposto em Camapum de Carvalho e Gitirana Jr. (2021).

- 5) As propriedades e comportamento hidráulico e mecânico de materiais agregados dependem, de modo marcante, dos poros interagregados, perdendo relevância a porosidade global e ampliando a importância da distribuição de poros, como mostra Camapum de Carvalho (2017).

- 6) Alterações na química do meio e esforços mecânicos estáticos e dinâmicos aplicados aos materiais podem afetar a estabilidade das agregações, dependendo de suas características cimentantes.

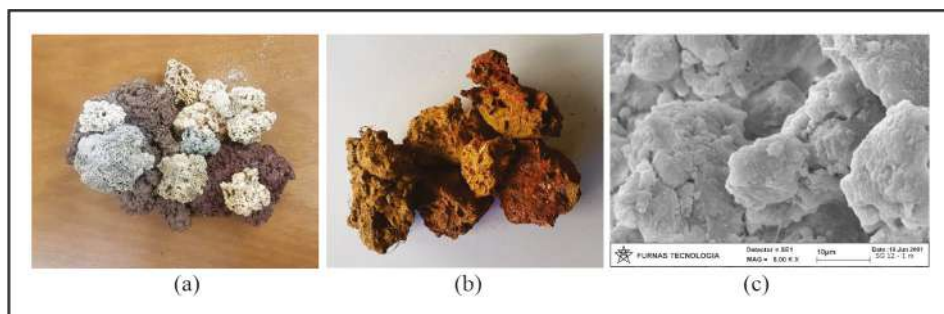


Figura 8 – Porosidade em materiais agregados: a) concreções marinhas e do Vesúvio; b) concreções lateríticas; c) microagregações em um solo laterítico

Os solos argilosos, quando em estado natural, apresentam, quando pouco intemperizados, e os solos sedimentares, estrutura fortemente influenciada pela rocha de origem, podendo ir de floculada à orientada. Contudo, antes de tratar sobre a estrutura dos solos argilosos, faz-se necessário apresentar as formas mais comuns de partículas de argila. Os argilominerais se apresentam, na grande maioria, na forma de placas em que o comprimento e a largura são muito maiores que a espessura. A título de exemplo, uma partícula de caulinita, cuja forma é, predominante, em placa hexagonal, (Camapum de Carvalho, 1981), possuindo diâmetro equivalente igual a $2\ \mu\text{m}$ e apresentando sua estrutura composta por 10 camadas com distância interplanar basal igual a $7,15\text{\AA}$, terá o diâmetro igual a 280 vezes a sua espessura, o que implica, nesse caso, em elevada anisotropia de comportamento hidromecânico quando o solo apresentar as partículas em estado orientado. Destaca-se, no entanto, que outras formas de partícula se fazem presentes entre os argilominerais, como é o caso da haloisita, que assume a forma tubular ou a forma esférica, e da palygorskita e da sepiolita, que possuem forma fibrilar. É evidente que tais formas também podem ocasionar o surgimento de anisotropia de comportamento hidromecânico, no entanto, geralmente, não no mesmo nível que as partículas em forma de placa. Os minerais primários lamelares vão se comportar estruturalmente como os argilominerais, guardadas as proporções entre as geometrias das partículas. No caso de as partículas integrando a fração argila se encontrarem agregadas (Figura 8c), a forma e orientação das partículas individualizadas deixam de ser relevantes, assumindo importância a forma dos agregados.

Ainda tratando-se das argilas presentes nos solos sedimentares e nos solos residuais pouco intemperizados, ou seja, em estado não agregado, quando esses solos são submetidos ao processo de compactação, as partículas de argila podem ou não se orientarem segundo a energia e umidade de compactação (Lambe, 1958).

Os solos considerados profundamente intemperizados formados em regiões de clima tropical possuem, em sua matriz, materiais sólidos como matéria orgânica, minerais bem cristalizados e amorfos e oxihidróxidos de ferro e alumínio. Essa característica, aliada a condições favoráveis de pH, propicia a formação de agregados nanoestruturados com presença de microporos em seu interior e macroporos entre eles (Farias *et al.*, 2011). Destaca-se que, entre a zona de macroporos e de microporos, vai ocorrer uma distribuição de poros mais ou menos graduada, dependendo do solo e, nessa graduação, passa-se por

poros intermediários, os mesoporos que, em certos casos, também se fazem presentes no interior de agregados e microagregados. Os poros podem ser ocupados por ar e solução eletrolítica de água ou, quando saturados, apenas por esta última. Cardoso (1995), estudando a micromorfologia por meio de microscopia ótica e eletrônica de varredura (MEV) de solos tropicais colapsíveis, concluiu que a porosidade dos solos está associada à agregação de partículas, que se conectam por meio de pontes de argila (Figura 9). O autor comenta, também, que o potencial de colapso dos solos está associado a uma inexpressiva ação cimentante dos oxi-hidróxidos de ferro e a bioturbação de alguns solos que podem formar importantes vazios que influenciam na colapsibilidade.

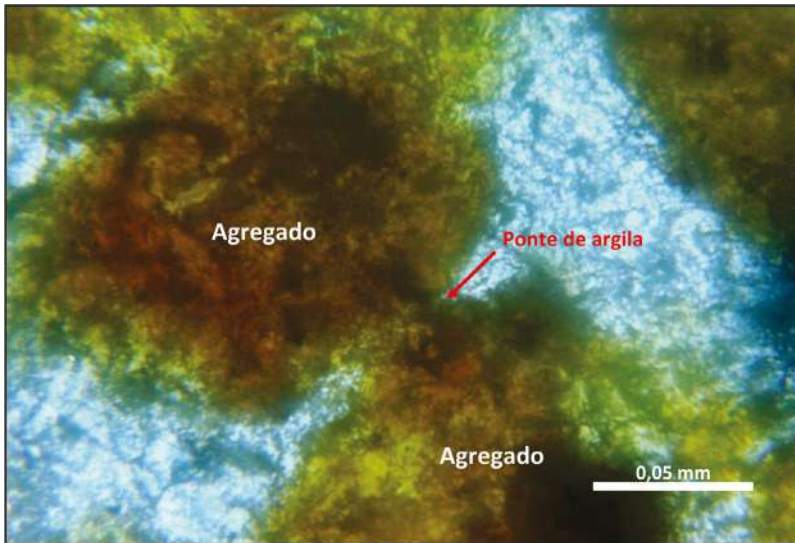


Figura 9 – Ponte de argila entre dois agregados de um Latossolo Vermelho. (MOt, N//). Aumento: 600X (Cardoso, 1995)

As características estruturais e de composição químico-mineralógica desses solos tropicais profundamente intemperizados assumem, devido à sua maior ou menor sensibilidade, grande relevância em situações de alteração da composição química do meio, seja ela oriunda de produtos químicos usados em estabilizações e melhoria das propriedades e/ou do comportamento do solo ou proveniente de contaminações. Em função da composição do solo e da alteração do meio, podem ocorrer agregações e desagregações nos solos, sendo que as desagregações não correrão necessariamente de forma rápida, pois elas dependerão da penetração dos elementos e compostos químicos no interior das agregações.

Nos solos, não há, necessariamente, uma separação espacial clara e bem definida entre poros pequenos e grandes, no entanto, classificações considerando o diâmetro dos poros são postuladas na literatura (Richards, 1965; Kiehl, 1979; Luxmoore, 1981; Klein e Libardi, 2002). A distribuição de poros é também avaliada considerando-se o modelo bimodal, no qual os poros são classificados em interagregados e intra-agregados (Othmer *et al.*, 1991). Os interagregados correspondem ao arranjo dos diferentes grãos e grumos e sua re-

de. Os intra-agregados são formados na matriz argilosa do solo, composta pelo aglomerado de minerais e suas interações, podendo, nessa matriz, estar envolvidos minerais primários, como o quartzo. Faz-se relevante admitir que podem ocorrer solos com distribuição de poros com mais de duas concentrações de tamanho de poros, como é o caso dos solos com distribuição de poros bimodal. Essa possibilidade deve ser admitida devido ao fato de que não só agregações ou aglomerações de partículas existentes no material de origem resistiram ao processo de intemperismo e apresentam porosidade bem definida e distinta como também porque as formações dos agregados existentes no solo se deram em condições distintas, gerando porosidade interna diferenciada. Uma terceira situação pode ocorrer, mas agora já em um material antropizado, é aquela em que ao solo com características bimodais se acrescenta um terceiro material com porosidade interna distinta, por exemplo, RCD. Também no caso dos solos estabilizados quimicamente e de estabilizações químicas de misturas com outros materiais agregados, mesmo com a brita, pode-se introduzir, respectivamente, uma distribuição de poros trimodal e mesmo quadrimodal.

Para melhor entendimento sobre a distribuição de poros, recorrer-se-ão a análises de porosidade feitas por meio da técnica da adsorção física de N_2 a 77 K. A classificação dos poros utilizando-se a técnica de adsorção física por N_2 considera os limites, que são os seguintes: microporos – 3 Å a 20 Å; mesoporos – 20 Å a 500 Å; macroporos – 500 Å a 4000 Å, sendo que esta última faixa ainda trabalha com os poros que estariam intra-agregados. Já os macroporos, considerados poros interagregados, estariam na faixa de 4000 Å a 950 μm e não são determinados pela adsorção física do N_2 a 77 K. Para ilustrar essa distribuição dos poros completa (Figura 10), envolvendo os micro, meso e macroporos, inclusive os presentes interagregados, recorreu-se à porosimetria por adsorção de N_2 e a curva característica de retenção de água determinada por meio de centrifuga.

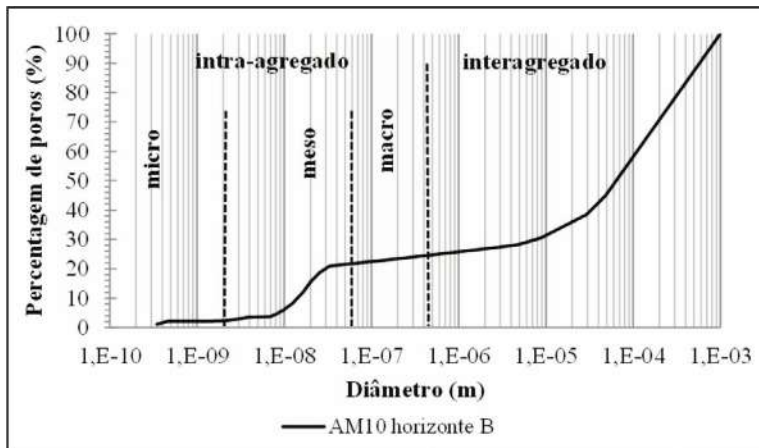


Figura 10 – Distribuição completa dos poros (Farias, 2012)

Essa distribuição completa dos poros foi obtida para um solo laterítico em estado natural, situado no horizonte B, classificado como Latossolo Vermelho, de textura média, caráter distrófico, ou seja, com saturação de bases menor que 50%, e acidez alta. Pe-

las classificações geotécnicas dos sistemas SUCS (Sistema Unificado de Classificação de Solos), AASHTO (American Association State Highway Officials) e MCT (M - Miniatura, C - Compactação, T - Tropical) expedita, o solo foi classificado, respectivamente, como CL-ML, A-4 e LA'-LG'. Nota-se, nessa distribuição de poros, a característica de maior quantidade de mesoporos que microporos no interior dos agregados, enquanto os macroporos constituem a porosidade interagregados.

Nesses solos, a fase ar só penetra nos poros intra-agregados para valores elevados de sucção (1.000 kPa a 10.000 kPa), fazendo com que, na natureza, eles quase sempre se encontrem em estado saturado, e essa é uma característica que torna recomendável, seja ela considerada na secagem prévia desse tipo de solo na fase de preparação de amostras para a realização de diferentes tipos de ensaios. Cabe destacar que, como a sucção interfere nas tensões atuantes interpartículas, tais secagens podem contribuir para a destruição de agregações ou suas fragilizações, por exemplo, por meio de geração de microfissuras.

Farias (2012) encontrou que os nanoporos estão diretamente associados à mineralogia da fase coloidal dos solos, reforçando a ideia de poros nanoestruturados pela mineralogia. Cabe ressaltar que, em um solo natural indeformado, grande parte dos comportamentos que envolvem fluxo hidráulico advectivo e o fenômeno de colapsibilidade são diretamente controlados pela macroestrutura interagregados.

Atualmente, no meio geotécnico, tem se realçado a importância da microestrutura dos solos naturais e compactados. Aplicando-se a técnica de adsorção de N_2 , aliada à determinação da curva característica de retenção de água pela técnica do papel filtro, determinou-se a distribuição completa dos poros em um solo laterítico classificado como LG', compactado na energia do Proctor Normal. Nota-se, na Figura 11, que quase 60% dos poros que constituem a estrutura desse solo compactado são constituídos por mesoporos. Observa-se que, em um determinado trecho, os resultados obtidos pelas duas técnicas se sobrepõem.

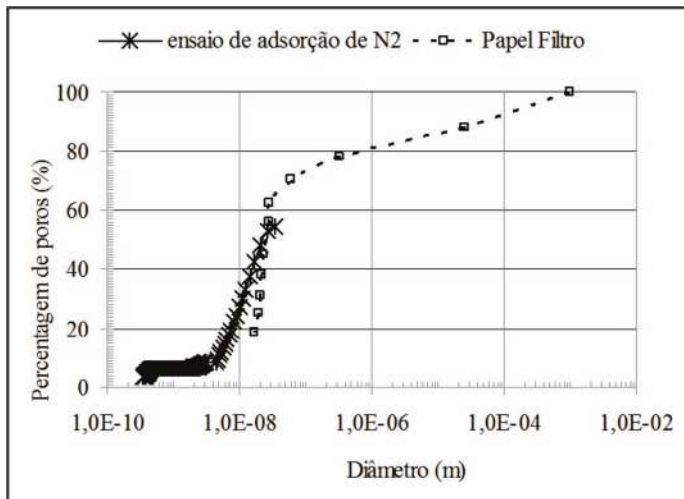


Figura 11 – Gráfico da distribuição dos poros da amostra compactada na energia Proctor normal (Farias *et al.*, 2011)

Comparando-se a Figura 11 à Figura 10, observa-se que os mesoporos presentes na estrutura do solo laterítico compactado aumentam em detrimento da macroporosidade, que é drasticamente reduzida, o que interfere diretamente no comportamento hidromecânico do solo. Nesse contexto, a qualidade e a quantidade dos poros intra-agregados, mais especificamente dos mesoporos, podem contribuir para melhorar as propriedades mecânicas do solo.

Os micros e mesoporos dos solos tropicais profundamente intemperizados têm outra peculiaridade importante quanto ao seu comportamento mecânico, que é diferenciado diante de carregamento e tensões aplicadas em relação aos solos não tropicais e aos tropicais pouco intemperizados. Diferentemente dos macroporos, que sofrem uma redução dos vazios, em muitos casos, drástica, os micros e mesoporos praticamente não se modificam diante das tensões normalmente aplicadas em solos. Um exemplo desse comportamento diferenciado é mostrado na Figura 12 para um solo laterítico argiloso, compactado nas condições ótimas das energias Proctor normal, intermediária e modificada. Os resultados obtidos para a distribuição dos poros nessas três condições de energia são praticamente idênticos, mostrando que, para esses tamanhos de poros, não houve alteração. No mesmo sentido, Mascarenha (2008), em estudo sobre porosidade de uma argila siltosa utilizando a técnica de porosimetria por intrusão de mercúrio (MIP), verificou que a distribuição dos poros da microestrutura não sofreu modificações em relação ao estado natural quando o solo foi submetido a um aumento de sucção e, em seguida, a uma tensão de compressão seguida, após consolidação, da redução da sucção. Igualmente, não houve variação quando se reduziu a sucção e, depois, aplicou-se uma tensão de compressão. No entanto, cabe aqui um parêntese relevante quando se estudam as propriedades e os comportamentos dos solos não saturados: hoje, a conjugação das técnicas de observação da porosidade conjuntamente com a atuação da sucção ainda é geralmente insuficiente, sendo possível que variações da microporosidade ocorram quando conjugada às variações de sucção.

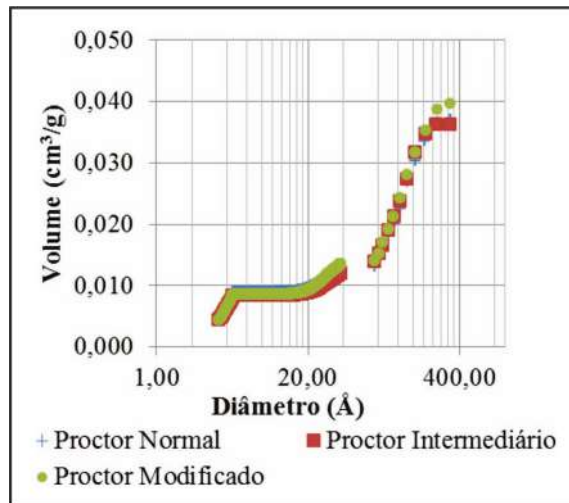


Figura 12 – Distribuição do volume de poros nas energias de compactação (Farias *et al.*, 2011)

6. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Os aspectos mineralógicos, químicos e estruturais abordados neste capítulo colocam em evidência a necessidade de considerá-los quando se trabalha no domínio dos solos saturados e não saturados.

A resposta à questão colocada na introdução comprova essa necessidade. As casas mostradas na Figura 1, apresentando trincas, embora localizadas próximas umas das outras, apresentam-se apoiadas em tipos de solo com características estruturais e mineralógicas distintas. A primeira casa, a da esquerda, está apoiada em um solo residual contendo o argilomineral expansivo montmorilonita e apresentando grau de saturação (S_r) inicial igual a 60%. O detalhe estrutural mostra partículas orientadas apoiadas umas sobre as outras. Nesse caso, provavelmente, as trincas estão associadas ao fenômeno da expansão, que pode ser de cunho mineralógico e/ou estrutural.

A segunda casa, a do meio, encontra-se apoiada em um solo profundamente intemperizados, rico em caulinita, e possuindo as mesmas características de índice de vazios (e) e de grau de saturação que o solo de fundação da primeira casa. No entanto, nesse caso, embora o solo de fundação apresente o mesmo índice de vazios do solo existente sob a primeira casa e o mesmo grau de saturação inicial, nem a mineralogia, nem a estrutura são as mesmas. Enquanto, no primeiro caso, verifica-se a presença de argilomineral expansivo, e a distribuição de poros tem forte tendência a ser uniforme ou bem graduada, no segundo caso, devido a intemperismo e transformações pedogenéticas sofridas ao longo do processo de formação, a composição mineralógica é rica em caulinita, e a distribuição dos poros é certamente bimodal, com presença predominante de micro e de macroporos, o que confere a esse solo características estruturais favoráveis à ocorrência do colapso estrutural, em consequência, nesse caso, do aumento de umidade e da química do fluido oriundo da rede de esgoto.

A terceira casa, a da direita, está assente sobre uma aluvião com nível d'água quase na superfície, logo, é provável que, nesse caso, a alteração das propriedades químicas do fluido de saturação em função do vazamento registrado na rede de esgoto constitui a origem das trincas ocasionadas por recalque ou mesmo expansão, tudo depende da mineralogia. Esse exemplo mostra a relevância de se conhecer a química, a mineralogia e a estrutura dos solos quando se atua ou se pretende atuar na área geotécnica, conhecimento esse cujas bases iniciais foram dadas neste capítulo. No entanto, só ela não basta e o próprio exemplo mostra isso, faz-se necessário, além do conhecimento, a observação, a reflexão e a definição com base nesses elementos do que se entendeu e de quais procedimentos recomendar ou adotar.

A curva característica de retenção de água é função da estrutura do solo, mas depende, em igual grau, de sua composição química e mineralogia, que evolui com a história do solo, com a atuação do processo de intemperismo. Não menos relevante são os fatores antrópicos nele introduzidos, como adições químicas e as alterações das águas oriundas de precipitações pluviométricas ou de simples infiltrações de águas poluídas.

Do mesmo modo, o comportamento hidráulico e mecânico do solo dependem de sua estrutura e de sua composição química e mineralógica, encontre-se o solo no estado natural ou compactado. Aliás, a própria efetividade da compactação depende dessas caracte-

rísticas do solo. Nesse caso, se poderia dizer, mas a estrutura não intervém no processo de compactação, pois é a compactação que a define. Isso, em certos casos, é verdade, mas, em outros, não, pois, na engenharia, tudo depende de vários fatores. Por exemplo, um solo fino a ser usado no núcleo de uma barragem pode ou não, exceto no que diz respeito à porosidade e distribuição de poros, ter sua estrutura afetada pela condição de compactação. Se for um solo pouco intemperizado, provavelmente a condição de compactação poderá conduzir o solo a um comportamento hidráulico e mecânico muito anisotrópico, o que interferirá diretamente no projeto. No entanto, se for um solo profundamente intemperizado, a forma equidimensional que predomina nos agregados e os próprios resultados apresentados mostram que tal anisotropia não seria gerada.

Foi dado o exemplo de uma barragem, mas poderia ser dado o exemplo de uma rodovia onde os solos compondo os aterros e cortes passam por diferentes condições químico-mineralógicas e estruturais, tornando de grande relevância considerar as questões tratadas neste capítulo.

Ampliando os exemplos, poderiam ser citadas as fundações em solos tropicais, pois dependendo da composição químico-mineralógica e das características estruturais do perfil de solo em que se encontram inseridas, elas poderão passar por deslocamentos com origens distintas. Poderão se deslocar devido à expansão mineralógica e/ou estrutural do solo, quando assentes em solos mais jovens, pouco intemperizados, ou devido à ocorrência de colapso quando implantadas em solos profundamente intemperizados. Percebe-se, porém, que nesses casos, os condicionantes químico-mineralógico e estruturais dos deslocamentos podem, para provocar o deslocamento, se associarem a atuação de uma fonte externa de energia, por exemplo, sobrecarga/alívio de carga ou vibração, ou a uma fonte interna de energia, a variação de sucção/capilaridade, com reflexos diretos no comportamento dos solos não saturados, tema central desse livro. Não menos relevante no caso dos solos tropicais agregados não saturados e mesmo saturados quando do uso de fundações concretadas *in situ* é a possibilidade de fragilização das agregações a médio e longo prazo devido à penetração de agentes químicos nas agregações (Ayala, 2020; Wanderley Neto, 2020).

Entretanto, no que tange à questão dos solos não saturados, a química, a mineralogia e a estrutura poderiam ter suas influências no comportamento dos solos, facilmente visualizadas? Por certo que sim, basta dar uma olhada nas curvas características mostradas na Figura 3, onde aparece a importância da mineralogia e da estrutura, e, se a curva característica muda, altera-se, também, o comportamento hidromecânico do solo em função da sucção ou capilaridade. Ainda assim restaria a questão da química. Ora, se a química altera a interação solo-água e, com isso, as forças de adsorção, é evidente que também interferirá na curva característica e, por consequência, no comportamento hidromecânico. Grim (1962) mostra vários exemplos de influência da mineralogia e dos cátions trocáveis nas propriedades e comportamento de solos com diferentes mineralogias. Rezende (2003) mostrou, ao estudar a estabilização de dois solos tropicais profundamente intemperizados, que um se desagregava com a incorporação de cal e o outro não. Ela associou o fato ao PCZ, considerando que, se o pH do solo é inferior ao do ponto isoelétrico, o solo se desagregava com a elevação do pH com a adição de cal, pois passava-se pelo ponto de carga zero. Porém, quando o pH do solo era superior ao de carga zero, isso não ocorria, pois o pH correspondente à carga zero não era atingido.

Dando continuidade a essa discussão, a partir dos resultados obtidos por Lima (2003), é possível verificar que os teores de agregados totais (Agregados totais A.T. = % argila com defloculante – % argila sem defloculante) presentes nos solos tropicais por ela estudados, quando relacionados ao consagrado coeficiente de atividade (A_c) proposto por Skempton (1953) para avaliar-se a atividade dos solos ($A_c = \text{Índice de plasticidade IP} / \% \text{ de argila}$), apresentou grande dispersão (Figura 13a). No entanto, quando o teor de agregados totais é relacionado com o coeficiente de atividade apresentado pela EMBRAPA (2006), dado pela relação entre a CTC ($\times 100$) dividido pela porcentagem de argila (Figura 13b), surge uma clara tendência de relação entre os dois parâmetros, cabendo destacar que, para se compatibilizar a ordem de grandeza entre os dois métodos, a CTC não foi, aqui, multiplicada por 100, conforme a proposta original. Os resultados apresentados por Grim (1962) fazem sobressair a importância da mineralogia e da química nas propriedades de solos não estruturados; já os resultados obtidos por Rezende (2003) e os oriundos de Lima (2003) colocam em evidência a importância da química para a estrutura dos solos tropicais profundamente intemperizados, estruturados.

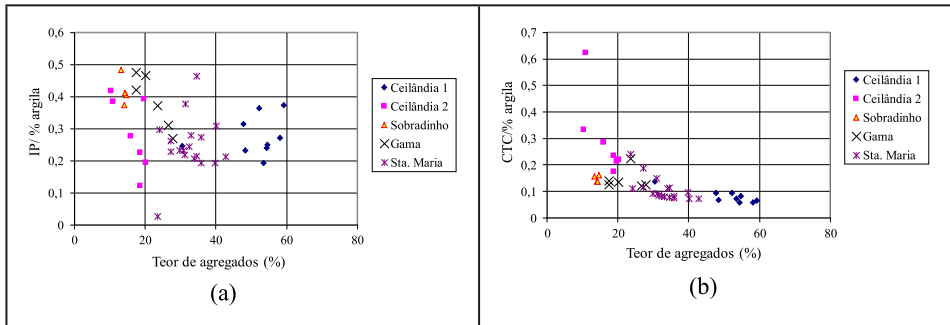


Figura 13 – Relação entre o teor de agregado e (a) o coeficiente de atividade de Skempton (1953) e (b) o coeficiente de atividade apresentado pela EMBRAPA (2006)

Portanto, em regiões tropicais como o Brasil, onde os perfis de solos naturais e os solos compactados se encontram predominantemente, em grande parte, em condição não saturada, conhecer as propriedades e comportamento dos solos nesse estado é fundamental para a segurança e otimização de projetos e para a execução e vida útil das obras, e por consequência, assume grande importância se conhecerem os aspectos que afetam as propriedades e os comportamentos dos solos não saturados, a saber: a química, a mineralogia e a estrutura.

AGRADECIMENTO

Os autores agradecem ao Prof. Franklin dos Santos Antunes (*in memoriam*), professor emérito da PUC-Rio e professor de Pedologia e de Geologia de Engenharia, durante muitos anos, na PUC-Rio e na UFRJ (Instituto de Geociências), pela leitura e pelos comentários enriquecedores sobre este capítulo.

REFERÊNCIAS

- ARTHUR, E.; MARKUS, T.; MOLDRUP, P. & JONGE, L.W. (2013). Rapid and fully automated measurement of water vapor sorption isotherms: new opportunities for vadose zone research. *Vadose Zone Journal*, 19(1): 1-7.
- AYALA, R.J.L. (2020). Melhoria de solos com fibras provenientes da indústria avícola. Brasília: Tese de Doutorado, G.TD-159/2020, Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Universidade de Brasília, 272 p.
- AZEVEDO, A.C. & VIDAL-TORRADO, P. (2009). Esmectita, vermiculita, minerais com hidróxi entrecamadas e clorita. Melo, V.F. & Alleoni, L.R.F. (eds). *Química e Mineralogia do solo, Parte I*, SBCS, Viçosa, pp. 391-426.
- BARBOSA, M.C., ALMEIDA, M.S.S, EHRLICH, M. (1995). Characterization of an organic saline clay for geotechnical and environmental purposes. *Solos e Rochas*, 19(2): 137-148.
- BIGARELLA, J.J.; BECKER, R.D. & PASSOS, E. (1996). Estrutura e origem das paisagens tropicais e subtropicais. Editora da UFSC, v. 2, 875 p.
- BRADY, N.C & WEIL, R.R. (1996). *The Nature and Properties of Soils*, 11. ed., Prentice Hall, Upper Saddle River, New Jersey, 740 p.
- BRADY, N.C & WEIL, R.R. (2008). *The nature and properties of soils*. 14th ed. Pearson Prentice Hall, Upper Saddle River, New Jersey, 975 p.
- BRADY, N.C & WEIL, R.R. (2013). *Elementos da natureza e propriedades dos solos*, 3. ed., Bookman, Porto Alegre, 684p.
- CAMAPUM DE CARVALHO, J. (1981). Influência das energias térmica e mecânica em propriedades de engenharia selecionadas de alguns solos lateríticos do Norte e Nordeste do Brasil. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal de Campina Grande, 184 p.
- CAMAPUM DE CARVALHO, J. (2017). Solo como material de Construção. In *Materiais de Construção Civil e Princípios de Ciência e Engenharia de Materiais*. Ed. G.C. Isaia, 3. ed. São Paulo, IBRACON. Vol. 1, 538-574.
- CAMPAPUM DE CARVALHO, J. & GITIRANA JR., G.P.N. (2021). Unsaturated soils in the context of tropical soils. In: *Soils and Rocks*, 44(3). www.soilsandrocks.com
- CAMAPUM DE CARVALHO, J. & LEROUEIL, S. (2004). Curva característica de sucção transformada. *Solos e Rochas*, (27)3: 231-242.

CAMPOS, I.C.O.; GUIMARÃES, E.M.; CAMAPUM DE CARVALHO, J. (2008). Busca de entendimento da curva característica de materiais expansivos. XIV COBRAMSEG, Búzios, pp. 1-8.

CARDOSO, F.B.F. (1995). Análise química, mineralógica e micromorfológica de solos tropicais colapsíveis e o estudo da dinâmica do colapso. Dissertação de Mestrado, G.D-M-026A/1995, Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Universidade de Brasília, DF, 142 p.

CARDOSO, F.B.F. (2002). Propriedades e comportamento mecânico de solos do Planalto Central brasileiro. Brasília: Tese de Doutorado, G.TD-009A/2002, Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Universidade de Brasília, 407 p.

CARVALHO, M.N. (1995). Análise mineralógica de um perfil de solo do Distrito Federal através de raios X. Seminário sobre Geotecnia dos Solos Tropicais. Universidade de Brasília. pp. 1-7.

CONSOLI, N.C.; ARAÚJO, M.T.; FERRAZZO, S.T.; RODRIGUES, V.L. & ROCHA, C.G. (2020). Increasing density and cement content in expansive soils stabilization: conflicting or complementary procedures for reducing swelling. Canadian Geotechnical Journal. Vol. 58, 866-878.

CORNELL, R.M. & SCHWERTMANN, U. (1996). The iron oxides. VHC Publication, Weinheim, 573 p.

COSTA, A.C.S. & BIGHAM, J.M. (2009). Óxidos de Ferro. Melo, V.F. & Alleoni, L.R.F. (eds), Química e Mineralogia do solo, Parte I, SBCS, Viçosa, pp. 505- 572.

EL-SWAIFY, S.A. & HENDERSON, D.W. (1967). Water retention by osmotic swelling of certain colloidal clays with varying ionic composition. J. Soil Sci. 18:223-232.

EMPRESA BRASILEIRA DE PESQUISA AGROPECUÁRIA - EMBRAPA. (2017). Manual de Métodos de Análise de Solo. Brasília: Teixeira, P.C.; Donagemma, G.K.; Fontana, A. & Teixeira, W.G. (Editores), 3. ed., 574 p.

EMPRESA BRASILEIRA DE PESQUISA AGROPECUÁRIA - EMBRAPA. (2006). Sistema Brasileiro de Classificação de Solos, 2. ed., CNPS (Rio de Janeiro), Brasília, 306 p.

FARIAS, W.M. (2012). Processos Evolutivos de Intemperismo Químico e sua Ação no Comportamento Hidromecânico de Solos do Planalto Central. Brasília: Tese de doutorado. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, DF, 263 p.

FARIAS, W.M.; CAMAPUM DE CARVALHO, J.; SILVA, G.F.; CAMPOS, I.C.O.; SANTOS NETO, P.M. (2011). Influência da Compactação nos Micro e Mesoporos Nanoestruturados e na Área Superficial Específica de um solo Laterítico. VII Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados, v. 1, Pirenópolis - GO, Kelps, pp. 169-175.

FELDMAN, S.B.; SHANG, C. & ZELAZNY, L.W. (2008). Soil Mineralogy. Chesworth, W. (eds), Encyclopedia of soil science: Encyclopedia of earth sciences series. Springer, Dordrecht, pp. 678-686.

FONTES, M.P.; CAMARGO, O.A. & SPOSITO, G. (2001). Eletroquímica das partículas coloidais e sua relação com a mineralogia de solos altamente intemperizados. Scientia Agricola [on line], 58(3): 627-646.

GOLDBERG, S.; DAVIS, J.A. & HEM, J.S. (1996). The surface chemistry of aluminum oxides and hydroxides. Sposito, G., The environmental chemistry of aluminum, 2nd ed., Lewis Publishers, Boca Raton, pp. 271-331.

GRIM, R.E. (1962). Applied clay mineralogy. McGraw-Hill Book Company, New York, 422 p.

GRIM, R.E. (1968). Clay Mineralogy. 2^a edição, International Series in the Earth and Planetary Sciences. McGraw-Hill Book Company, New York., 596 p.

GUIMARÃES, R.C. (2002). Análise das propriedades e comportamento de um perfil de solo laterítico aplicada ao estudo do desempenho de estacas escavadas. Brasília: Dissertação de Mestrado G.DM. – 090A/02, Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Universidade de Brasília, 183 p.

JUO, A.S.R. & FRANZLUEBBERS, K. (2003). Tropical soils: properties and management for sustainable agriculture. Oxford University Press, New York, 281 p.

KÄMPF, N. & CURI, N. (2003). Argilominerais em solos brasileiros. CURI, N.; MARQUES, J.J.; GUILHERME, L.R.G.; LIMA, J.M.; LOPES, A.S. & ALVAREZ, V.V.H. (eds), Tópicos em ciência do solo, vol. 3, SBCS, Viçosa, pp.1-54.

KÄMPF, N.; CURI, N. & MARQUES, J.J. (2009). Intemperismo e ocorrência de minerais no ambiente do solo. Melo, V.F. & Alleoni, L.R.F. (eds), Química e Mineralogia do solo, Parte I, SBCS, Viçosa, pp. 333-380.

KENG, J.C.W. & UEHARA, G. (1974). Chemistry, mineralogy and taxonomy of Oxisols and Ultisols. Proceedings Soil and Crop Science Society of Florida, 33: 119-126.

KER, J.C. (1997). Latossolos do Brasil: uma revisão. Geonomos, 5(1): 17-40.

KIEHL, E.J. (1979). Manual de Edafologia: relações solo-planta. Ed. Agronômica Ceres, São Paulo, SP, 262 p.

KLEIN, V.A. & LIBARDI, P.L. (2002). Condutividade hidráulica de um Latossolo Roxo, não saturado, sob diferentes sistemas de uso e manejo. *Ciência Rural*, Santa Maria, 32(6): 945-953

KLUTE, A. (1986). Water retention: Laboratory methods. In A. Klute (ed), *Methods of soil analysis. Part 1*. 2nd ed. Agron. Monogr. 9. ASA and SSSA, Madison, WI. pp. 635-662.

LAMBE, T.W. (1958). The structure of compacted clay. *ASCE, J. Soil Mech. Found. Div.* 84(2): 1654/1-1654/34.

LEÓN, M.I.C. & RODRIGUEZ, M.P. (2007). *Mineralogia aplicada: Saúde e meio ambiente*. Thomson. 406 p.

LIMA, M.C. (2003). *Degradação físico-química e mineralógica de maciços junto às voçorocas*. Brasília: Tese de Doutorado G.TD – 017A/03, Universidade de Brasília. 336 p.

LUXMOORE, R.J. (1981). Micro, meso and macroporosity of soil. *Soil Science Society American Journal*, Madison, 45:671-672.

MACHADO, S.L. & VILAR, O.M. (2022). *Potenciais da água no solo*. São Paulo: ABMS. *Solos não saturados no contexto geotécnico*, 2. ed., capítulo 5.

MASCARENHA, M.M.A. (2008). *Influência da microestrutura no comportamento hidromecânico de uma argila siltosa não saturada incluindo pequenas deformações*. Brasília: Tese de Doutorado, G.TD – 056A/08, Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Universidade de Brasília, 158 p.

McBRIDE, M.B. (1994). *Environmental chemistry of soils*, Oxford University Press, Oxford, 406 p.

MELO, V.F. & WYPYCH, F. (2009). Caulinita e haloisita. Melo, V.V.E. & Alleoni, L.R. (eds), *Química e mineralogia do solo, Parte I*, SBCS, Viçosa, v. 1, pp. 427-504.

MEURER, E.J.; RHENHEIRMER, D. & BISSANI, C.A. (2000). Fenômenos de superfície. Meurer, E.J. (eds), *Fundamentos de química do solo*, Genesis, Porto Alegre, pp. 77-108.

MILONJIC, S.K., KOPECNI, M.M. & ILIC, Z.E. (1983). The point of zero charge and adsorption properties of natural magnetite. *Journal of Radioanalytical Chemistry*, 78(1): 15-24.

MITCHELL, J.K. (1976). *Fundamentals of soil behavior*. John Willey & Sons, New York, 422 p.

OTHMER, H., DIEKKRUGER, B. & KUTILEK, M. (1991). Bimodal porosity and unsaturated hydraulic conductivity. *Soil Science*, Baltimore, 152(3):139-150.

REZENDE, L.R. (2003). *Estudo de comportamento de materiais alternativos utilizados em estruturas de pavimentos flexíveis*. Brasília: Tese de doutorado G.TD - 014A/03, Universidade de Brasília, 372 p.

RICHARDS, L.A. (1965). *Physical conditions of water in soil*. BLACK, C.A. (ed), *Methods of soil analysis*. Madison, American Society for Testing and Materials, p. 128-152.

RODRIGUES, S.M. (2017). *Caracterização Mineralógica e microestrutural de um perfil intemperizado de Brasília*. Anápolis: Universidade Estadual de Goiás, 133 p.

SANTOS, P.S. (1989). *Ciência e tecnologia de argilas*. São Paulo: Editora Edgard Blücher Ltda., 2. ed., 498 p.

SENAHA, S.C.F. (2019). *A quartzilização em perfis de intemperismo tropical*. Brasília: Dissertação de Mestrado G.DM. – 332/2019, Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Universidade de Brasília, 159 p.

SOUZA, J.S.I.; PEIXOTO, A.M. & TOLEDO, F.F. (1995). *Enciclopédia agrícola brasileira: I M*, v. 4, EDUSP, Piracicaba, 508 p.

SOUSA, P.S. (2006). *Comportamento mecânico e hidráulico de um solo residual do granulito-gnaiss de Salvador e sua aplicação no estudo de mecanismos de instabilização de taludes*. Dissertação de mestrado, Engenharia Ambiental Urbana, Escola Politécnica da Universidade da Bahia, Salvador, BA. 187p.

SKEMPTON, A.W. (1953). The colloidal activity of clays. *Proc. Third International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*. I, pp. 57-61.

SPOSITO, G. (1984). *The Surface Chemistry of Soils*. Oxford University Press. New York, 234 p.

SPOSITO, G. (2008). *The chemistry of soils*, 2nd ed., Oxford University Press, New York, 329 p.

TAN, K.H. (2012). *Environmental soil science*. CRC Press, Boca Rota, 600 p.

THOMAS, G.W.& MOODIE, J.E. (1962). Chemical relationships affecting the water – holding capacities of Clays. *Soil Sci Soc. Am.*, 33:645-651.

UEHARA, G. & GILLMAN, G.P. (1980). Charge characteristics of soils with variable and permanent charge minerals: I. Theory. *Soil Science Society of America Journal*, 44(2): 250-252.

VAN OLPHEN, H. (1977). *An Introduction to Clay colloid chemistry*, John Wiley & Sons, 2. ed., New York, 318 p.

VOGEL, A.W. (1994). Compatibility of soil analytical data: determinations of cation exchange capacity, organic carbon, soil reaction, bulk density, and volume percent of water at selected PF values by different methods. Working Paper 94/07, ISRIC, Wageningen 37 p.

WANDERLEY NETO, R.V. (2020). Estudo experimental de interfaces solo-concreto no contexto de solos não saturados. Brasília: Dissertação de Mestrado G.DM. – 344/2020, Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Universidade de Brasília, 183 p.

YONG, B.N.; NAKANO, M. & PUSH, R. (2012). *Environmental soil properties and behaviour*. CRC Press, Boca Raton, 435 p.

Capítulo 5

POTENCIAIS DA ÁGUA NO SOLO

Orencio Monje Vilar
Sandro Lemos Machado

1. INTRODUÇÃO

A simples separação entre saturado e não saturado já fornece uma pista sobre a importância que a água desempenha nos solos, seja do ponto de vista agrônomo, geotécnico ou mesmo de outras disciplinas dedicadas a estudar o assunto. Nessa perspectiva, há diferentes formas de se retratar a presença da água, seja por adjetivos, tais como água gravitacional, água higroscópica e água capilar, ou por quantificações, como aquelas expressas pelos teores de umidade e grau de saturação e pelo estado de energia da água. A energia presente numa determinada porção de água é aquela ditada pelas formas básicas descritas na Física, ou seja, da energia cinética, resultante da velocidade com que a água se movimenta e da energia potencial, resultante da posição e de diferentes interações entre a água e outros componentes presentes, como as partículas sólidas e os solutos. A utilização dos conceitos de energia não é uma novidade própria dos solos não saturados, visto tratar-se de um conceito físico fundamental. Para exemplificar, basta recorrer à conhecida equação de Bernoulli de ampla utilização em Mecânica dos Fluidos e, obviamente, em Geotecnia.

Pode-se dizer que os fenômenos envolvendo o transporte de massa em solos, sejam relacionados ao fluxo de água ou de outras substâncias pelos seus interstícios, possuem grande importância na engenharia geotécnica. Problemas de erosão, de estabilidade de taludes, de perda de água pela fundação ou pelo corpo de barragens de terra, de colapso ou expansão, de danos provocados por ações de rebaixamento do lençol freático e os problemas envolvendo o transporte de contaminantes no solo são exemplos de situações práticas da engenharia, nos quais o conhecimento acerca das propriedades hidráulicas do solo e das condições de contorno do problema é requerido.

Conforme se poderá observar, contudo, nos capítulos que tratam da permeabilidade e fluxo em solos e do fluxo de contaminantes em solos não saturados, às vezes, esses problemas se apresentam de forma mais complexa, exigindo para o seu cálculo ou sua modelagem a determinação de propriedades do solo que ainda não estão incorporadas à prática laboratorial atual. Nestes casos, outros potenciais de energia da água devem ser levados em consideração para a resolução dos problemas que se apresentam ao engenheiro geotécnico.

Nos estudos de transporte de contaminantes em meios porosos, a advecção, ou seja, o transporte de substâncias dissolvidas pelo movimento da água, desempenha um papel fundamental. Quando o fluxo de água ocorre na zona não saturada, ou zona vadosa, caracterizada por possuir um grau de saturação à água inferior a 100%, há uma predominância de fenômenos em que o conhecimento da curva de condutividade hidráulica e da curva de retenção de água pelo solo é fundamental. Diversos esforços têm sido envidados para a obtenção da curva de retenção, como no caso do recente trabalho de Albuquerque *et al.* (2022), no qual são empregadas técnicas de aprendizado de máquina para prever a curva de retenção a partir de propriedades índices do solo. Trata-se de um esforço coletivo, e os leitores são convidados a partilhar os seus dados neste endereço: <https://geofluxo.com/geoapps/swrc-ai/form/>, ajudando a melhorar a capacidade preditiva da ferramenta desenvolvida. Assim, o conhecimento da permeabilidade saturada das camadas do subsolo não é informação suficiente para o entendimento e/ou a modelagem do fluxo de água, e a pressão da água intersticial está relacionada diretamente com o conteúdo de água do solo e não com a sua posição com relação ao nível do lençol freático.

Além disso, há uma estreita relação entre as propriedades mecânicas do solo e os potenciais energéticos da água. Fenômenos como expansão e colapso, típicos de solos não saturados, estão ligados intimamente com o potencial energético da água intersticial, e problemas de instabilização de encostas, tão comuns em nossas metrópoles, estão relacionados diretamente com a infiltração de água de chuva e de outras fontes na zona não saturada.

Embora os avanços nas práticas experimentais disponíveis tenham se demonstrado notáveis nos últimos anos, inclusive com o emprego de técnicas expeditas ou de modernos equipamentos que possibilitam a obtenção das propriedades hidráulicas de interesse dos solos não saturados em curto espaço de tempo, a internalização do conhecimento acerca dos potenciais da água no solo ainda carece de progressos.

Este capítulo apresenta e discute os diferentes potenciais de energia da água no solo, tentando-se destacar a sua importância nos problemas geotécnicos. Este texto tem natureza introdutória e se encontra direcionado aos alunos de Engenharia de graduação e pós-graduação que desejam iniciar os seus estudos no tema.

2. CAUSAS DO FLUXO DE ÁGUA NOS SOLOS

Para que haja movimento, fluxo, de qualquer fluido em um meio qualquer, é necessário que haja diferenças de energia interna ou intrínseca entre as moléculas do fluido localizadas em diferentes regiões do meio, nesse caso, o meio poroso solo. Em havendo diferenças de energia ou potencial, o fluido sempre migrará das regiões em que as suas moléculas se encontram com maior energia interna para aquelas onde se encontram em condições de menor energia.

Existem diversos potenciais na natureza que podem afetar a energia interna dos fluidos intersticiais. De uma forma geral, pode-se dizer que a energia interna de um fluido está sempre relacionada com o grau de agitação de suas moléculas, que, por sua vez, tem os seus efeitos expressos na forma de energia térmica ou de pressão. Componentes de energia que tendem a aumentar esse grau de agitação ou diminuir o espaço disponível para

que essa agitação molecular ocorra, aumentam a energia interna do fluido e vice-versa. Esses conceitos estão expressos na amplamente difundida lei dos gases ideais, deduzida pela primeira vez por Émile Clapeyron, em 1834, e são considerados nas leis elementares da termodinâmica. Neste capítulo, serão abordados os potenciais de energia que possuem relação direta com o problema de fluxo de água em solos, de forma que o fluido considerado será sempre a água; o meio poroso, sempre o solo; e os potenciais estudados, aqueles denominados de energia livre, ou seja, aqueles capazes de produzir trabalho.

A energia sempre é referenciada a um estado padrão, comumente, água pura, sujeita à pressão atmosférica e numa determinada cota, importando conhecer as diferenças de energia entre pontos distintos, pois ela é que determinará o movimento da água no interior do solo, com todas as suas intercorrências, como alterações de umidade, de pressões de água e o transporte de poluentes, por exemplo.

A sistematização dos conceitos de energia, advindos da Termodinâmica e de uso corrente em Física dos Solos, e sua extensão à Mecânica dos Solos, deu-se em 1965, no Simpósio “Engineering Concepts of Moisture Equilibria and Moisture Changes in Soils” (Aitchison, 1965). A forma usual de se expressar a energia da água em um solo é recorrer a uma função termodinâmica, a energia livre de Gibbs, representada, por conveniência, em termos de um potencial equivalente ou pressão de sucção. Dessa forma, define-se um Potencial Total da Água do Solo, que representa o trabalho útil que deve ser realizado em uma quantidade infinitesimal de água pura, para conduzi-la, reversível e isotermicamente, desde um reservatório sob condições padronizadas (isto é água pura, em uma determinada cota e sujeita à pressão atmosférica) – Ponto A – até a água no solo, na cota de interesse (Ponto B), conforme ilustrado na Figura 1. Buckingham (1907) foi um dos precursores na definição do conceito de potencial capilar, tomando-o como sendo a energia gasta ou necessária para deslocar uma unidade de massa de água, em sentido contrário ao das forças capilares, de um certo local até o nível da água livre, sujeita à pressão atmosférica.

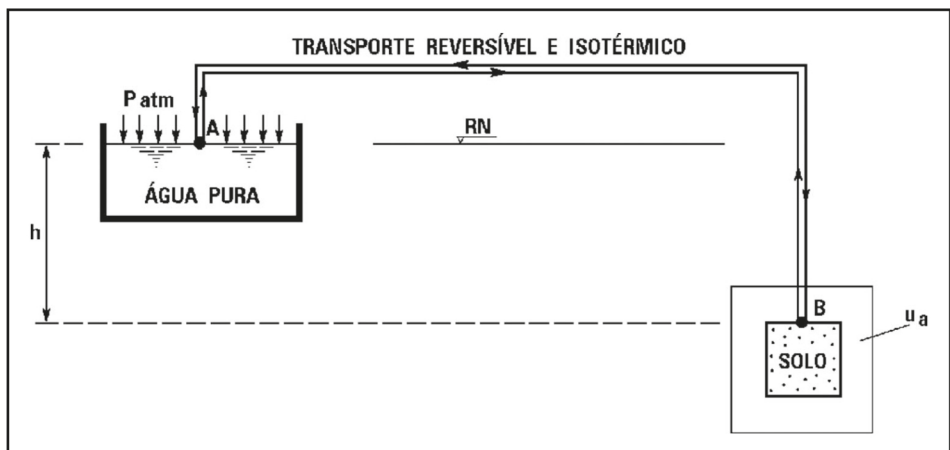


Figura 1: Esquema ilustrativo da definição de potencial total da água no solo

3. PRINCIPAIS POTENCIAIS DE ENERGIA PARA O CASO DO FLUXO DE ÁGUA EM SOLOS NÃO SATURADOS

A Equação 1, abaixo, ilustra os principais potenciais de energia a serem considerados, neste trabalho, para a água intersticial do solo. Conforme se pode observar, a Equação 1 é, basicamente, a equação da energia de Bernoulli acrescida dos potenciais osmótico, matricial, pneumático e térmico. Em primeira aproximação, a equação de Bernoulli pode ser aplicada a solos não saturados, bastando atentar a uma peculiaridade relacionada à carga de pressão. Nos solos saturados, a componente de pressão usualmente assume valores positivos decorrentes, por exemplo, da submersão ou de sobrepressões, como as geradas em processos de adensamento. Já nos solos não saturados, esse componente apresenta valores negativos e tem agora, como fonte, as contribuições da interação da água com a matriz do solo e com os solutos nela dissolvidos. Em ambos os casos, as velocidades usualmente são baixas e a componente cinética é, geralmente, desprezível.

$$y_{\text{total}} = y_{\text{temp}} + y_z + y_{\text{cin}} + y_p + y_{\text{pn}} + y_m + y_{\text{osm}} \quad (\text{Eq. 1})$$

Onde:

ψ_{total} = Potencial total da água no solo

ψ_{temp} = Potencial térmico da água no solo

ψ_z = Potencial de posição ou gravitacional

ψ_{cin} = Potencial cinético da água no solo

ψ_p = Potencial de pressão da água no solo

ψ_{pn} = Potencial pneumático da água no solo

ψ_m = Potencial matricial da água no solo

ψ_{osm} = Potencial osmótico da água no solo

O potencial térmico será importante sempre que existirem diferenças de temperatura relevantes dentro do domínio de interesse do estudo. Esta é uma parcela de energia que não pode ser negligenciada no caso de estudos geotécnicos envolvendo fluxo de água ou transporte de fluidos não miscíveis ou ainda substâncias dissolvidas na água intersticial em ambientes industriais, onde diversos equipamentos podem liberar energia na forma de calor para o ambiente. É importante observar que, no caso de gradientes térmicos, a energia térmica irá propagar-se pelo meio através do processo de condução térmica, mesmo que não haja fluxo de água. Complementarmente, em sendo aquecida, a água incrementa a sua energia interna, passando a migrar para regiões de temperatura mais baixa. Em outras palavras, os gradientes térmicos promovem, no solo, pelo menos, dois fenômenos distintos: o de condução térmica e o de fluxo de água por gradientes de energia térmica.

O potencial de posição é decorrente do campo gravitacional da terra, de forma que quanto mais distante a água do centro de massa do planeta, maior será o seu potencial gravitacional. Esse é um dos componentes de energia da Equação de Bernoulli, de conhecimento comum para todas as áreas de engenharia.

Como o solo não saturado possui ar em seus vazios, a pressão do ar intersticial poderá influenciar os processos de fluxo. Para a grande maioria dos problemas, contudo,

quando se pode admitir a hipótese de continuidade da fase ar nos vazios do solo, a pressão do ar intersticial é admitida como igual à atmosférica, que, por sua vez, é adotada, normalmente, como valor de referência para a pressão. Dessa forma, a não ser em caso de problemas específicos, como os casos envolvendo o uso de técnicas de recuperação de vapor para descontaminação do solo, vazamentos de ar comprimido ou vapor de água, essa componente de energia é normalmente desprezada. Quando presentes, os gradientes térmico e pneumático são de grande relevância no estudo do fluxo do ar intersticial, mormente em casos de problemas multifásicos.

Em havendo o movimento da água pelo solo, haverá a presença do potencial de energia cinética da água. Esse é outro componente também bastante conhecido dos alunos de engenharia, o qual também se encontra presente na Equação de Bernoulli. Conforme relatado anteriormente, contudo, a componente de energia cinética pode ser desprezada em problemas de fluxo de água em solo. Valores de velocidade de fluxo da ordem de 1×10^{-1} cm/s ou 1×10^{-3} m/s são considerados como bastante elevados. Levando-se em conta a Equação 2, que explicita o potencial cinético, pode-se perceber que valores de velocidade de fluxo da ordem de 1×10^{-3} m/s conduzem a valores de energia de cerca de 5×10^{-7} Joules, em se considerando uma massa de água de 1 kg.

$$\Psi_{\text{cin}} = \frac{mv^2}{2} \quad (\text{Eq. 2})$$

Onde:

m = massa de água (kg)

v = velocidade de fluxo da água (m/s)

A componente de energia decorrente da pressão na água, ou pressão neutra (u), como comumente referido no meio geotécnico, é a terceira componente prevista na Equação de Bernoulli. A Equação 3 explicita o cálculo do trabalho para o caso de problemas mecânicos. Vê-se, daqui, que J (Joules) = N (Newton) \times m. Levando-se conta que pressão possui unidades de força por área, pode-se chegar, então, muito facilmente, à conclusão de que pressão representa uma densidade de energia por volume. Essa é uma percepção que, embora escape, por vezes, ao aluno de graduação, é muito utilizada nas engenharias e é muito útil em problemas que requeiram a conversão de uma forma de energia em outra.

$$\Psi_{\text{mec}} = E = \int_a^b \vec{F} \cdot d\vec{l} \quad (\text{Eq. 3})$$

Onde:

F = Força (N)

dl = deslocamento infinitesimal (m)

E = Energia ou trabalho (J)

$$E = Nm; u = \frac{F}{m^2} \Rightarrow u = \frac{E}{m^3} \quad (\text{Eq. 4})$$

Nos próximos itens, devido à sua importância para o caso de fluxo em solos não saturados, os componentes de energia matricial e osmótico serão apresentados com um maior nível de detalhamento.

A Equação 5 apresenta os termos da Equação 1 na forma de cargas hidráulicas (m), que é a medida de energia preferida para fluidos pela Engenharia Civil e por outras engenharias, em parte, pela facilidade de visualização dos resultados e, em parte, por tornar o gradiente de energia adimensional. Conforme se pode observar na Equação 3, tomando-se o caso da definição de energia ou trabalho mecânico, percebe-se claramente que carga hidráulica representa uma densidade de energia por massa

$$\Psi_{\text{total}} = C \cdot T + z + \frac{v^2}{2g} + \frac{u}{\gamma_w} + \frac{u_{\text{ar}}}{\gamma_w} + \frac{u_m}{\gamma_w} + \frac{u_{\text{osm}}}{\gamma_w} \quad (\text{Eq. 5})$$

onde:

C = calor específico da água (J/K)

T = temperatura (K)

u = pressão na água intersticial (N/m²)

u_{ar} = pressão no ar intersticial (N/m²)

u_m = pressão na água intersticial devido à sucção matricial (N/m²)

u_{osm} = pressão na água intersticial devido à sucção osmótica (N/m²)

γ_w = peso específico da água (N/m³)

Conforme se pode observar na Equação 5, a forma de se expressar a influência dos potenciais matriciais, osmótico, de pressão e pneumático é a mesma, ou seja, como mudanças na pressão intersticial. Isso, aliás, está muito próximo do que acontece em campo. Para o caso de regiões situadas abaixo do nível do lençol freático, por exemplo, a pressão na água será maior ou menor conforme a sua distância da superfície do lençol freático e o potencial matricial será nulo, já que todos os vazios do solo estão preenchidos por água e os fenômenos capilares e de adsorção deixam de ter atuação no problema de fluxo. Para o caso da porção de solo situada entre a superfície do lençol freático e o nível do terreno, denominada de zona não saturada ou zona vadosa, embora a pressão, na água intersticial, sofra a influência do lençol freático, principalmente se dentro da franja capilar, os valores de pressão na água são menores que a pressão atmosférica (ou que a pressão de ar no caso de um potencial pneumático não nulo) e são uma função do conteúdo de água remanescente no solo.

3.1 Potencial matricial da água no solo

Quando um meio poroso como o solo inicia um processo de secagem ou drenagem, partindo de um estado inicial de saturação, a água intersticial começa a sofrer processos de interação com a estrutura e com as partículas sólidas do solo que fazem com que a sua energia interna seja diminuída. Isso ocorre porque as partículas sólidas, seja por processos capilares ou de adsorção, tendem a atrair a água intersticial, e essa atração tende a diminuir a pressão ou o grau de agitação das moléculas da água. Conforme será visto adiante,

o potencial decorrente das interações das partículas sólidas com a água, por capilaridade, será tanto menor (mais negativo, tendo-se como referência as condições normais de temperatura e pressão) quanto menor for o diâmetro dos poros do solo, de forma que, em um processo de secagem, os poros maiores drenam primeiro, drenando-se progressivamente os poros menores do solo à medida que uma maior energia é aplicada para possibilitar a extração da água intersticial. Denomina-se de potencial matricial o efeito conjunto dos fenômenos de capilaridade e de adsorção sobre a energia livre da água do solo, conforme é ilustrado na Equação 6.

$$\Psi_m = \Psi_{\text{cap}} + \Psi_{\text{ads}} \quad (\text{Eq. 6})$$

Onde:

Ψ_m = Potencial matricial da água no solo

Ψ_{cap} = Potencial capilar da água no solo

Ψ_{ads} = Potencial de adsorção da água no solo

Potencial capilar

As moléculas de água, como as de outras substâncias, apresentam forças de atração de curto alcance (não superiores a 5×10^{-6} cm) e baixa intensidade (da ordem de 2 kcal/mol), as quais, embora possam ser de tipos diferentes, recebem a denominação de forças de Van der Waals, em homenagem ao homônimo físico Holandês, de papel decisivo para o seu conhecimento e aceitação. Quando essas forças se desenvolvem entre as moléculas de um mesmo fluido, estas são denominadas de força de coesão, enquanto que as forças de atração entre as moléculas do fluido e da superfície sólida as quais estão em contato são denominadas de forças de adesão. A capilaridade ou tensão capilar e, por conseguinte, o potencial capilar, surge como resultado da existência dessas forças de atração entre as moléculas. Sua denominação é decorrente do fato de que os fenômenos de ascensão capilar são mais evidentes em tubos de muito pequeno diâmetro ou tubos capilares.

A Figura 2 ajuda no entendimento da formação da tensão capilar. Nessa figura, são ilustradas as forças atuando sobre duas moléculas de água. A primeira molécula está localizada na superfície da água (interface água/ar) e a segunda molécula se encontra a uma profundidade superior a 5×10^{-6} cm, que é o valor admitido para o raio de ação das forças de Van der Waals. Acontece que as forças de coesão entre as moléculas de água são muito superiores às forças de atração entre as moléculas de água e de ar, de forma que, para a primeira molécula, surge uma força de atração não balanceada que puxa a molécula de água para dentro do líquido.

Pela ação dessas forças não equilibradas que surgem na interface água/ar, a superfície do líquido se contrai minimizando sua área e adquire uma energia potencial extra que se opõe a qualquer tentativa de distendê-la, ou seja, ocorrendo uma distensão, a tendência da superfície é sempre voltar a sua posição original. Com base nessas observações, a superfície ativa do líquido é também chamada de membrana contrátil. Pelo exposto até este ponto, deve ficar claro que a membrana contrátil surge da interface entre diferentes fluidos ou entre fluidos e sólidos.

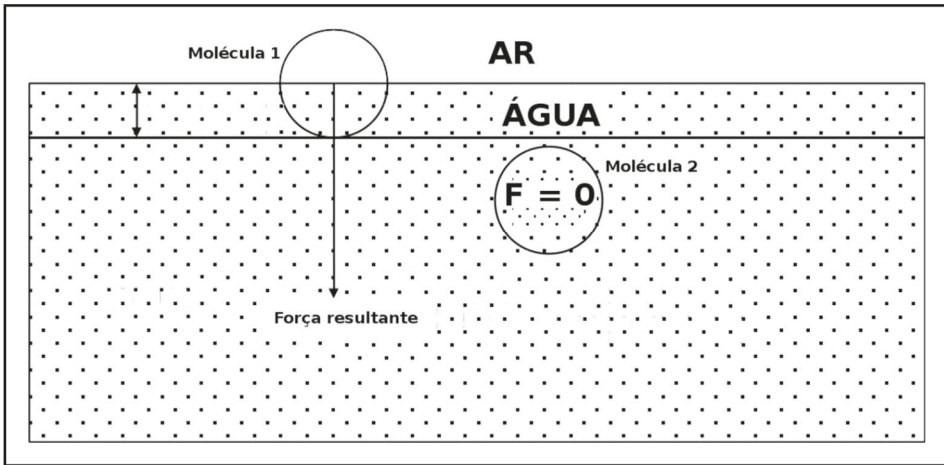


Figura 2: Ilustração da atuação das forças coesivas (adaptado de Libardi, 1993)

A Figura 3 ilustra forças de coesão e adesão atuando em uma molécula de água (ponto P na figura) situada na interface água/ar/superfície sólida. Nessa figura, as forças de atração entre as moléculas de água e ar foram supostas negligenciáveis. A posição da força resultante da ação das forças de adesão e coesão definirá se o líquido tenderá ou não a molhar a superfície de contato.

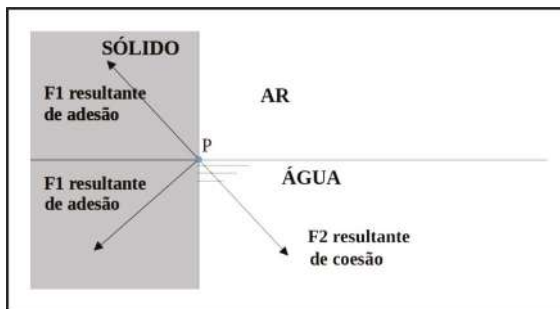


Figura 3: Formação de meniscos capilares. (Adaptado de Libardi, 1993)

A Figura 4 ilustra duas possibilidades distintas. No caso da Figura 4 (a), a força resultante (FR) está situada do lado das partículas sólidas, indicando uma predominância das forças de adesão. Como os líquidos não podem, por definição, resistir a forças cisalhantes, a superfície da água deve se curvar de forma a se tornar perpendicular à força resultante, dando origem ao fenômeno da ascensão capilar. A Figura 4 (a) ilustra o caso comum que acontece na interface entre a água e o ar intersticiais e a quase totalidade dos minerais. Denomina-se de tensão superficial a intensidade da força que atua no contato sólido/ar/água, sendo dependente da intensidade das forças de coesão e de adesão que atuam no sistema.

No caso da Figura 4 (b), há um predomínio das forças de coesão e o líquido “se recusa” a molhar a superfície de contato. Essa situação ocorre, por exemplo, no caso do contato do mercúrio com a maioria das superfícies minerais ou no caso do contato da água com o silicone, conhecido por suas propriedades hidrofóbicas. As características de polaridade das moléculas do fluido e dos sólidos possuem grande influência na intensidade das forças de adesão/coesão.

A Figura 5 ilustra a formação de um menisco em um tubo capilar. Imergindo-se a ponta de um tubo fino de vidro num recipiente com água, esta subirá no tubo capilar até uma determinada altura, a qual será menor quanto maior for o raio do tubo. Isso ocorre por conta da ocorrência da tensão superficial (T_s) no contato entre a água e o vidro, formando um ângulo de contato α (cujo valor depende da relação entre as forças apresentadas na Figura 4), que é também conhecido como ângulo de molhamento ou de contato. T_s e α assumirão valores que dependerão do tipo de fluido e da superfície de contato em questão. No caso da água, considerada pura, e o vidro quimicamente limpo, para 20°C, T_s é, aproximadamente, igual a 0,074 N/m e α é igual a zero.

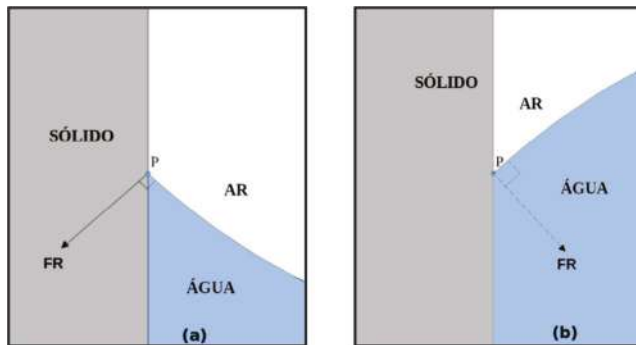


Figura 4: Formação de meniscos capilares. (a) superfícies hidrofílicas (b) superfícies hidrofóbicas

Conforme se pode observar na Figura 5, o resultado prático da atuação de T_s e da membrana contrátil é que, para manter o equilíbrio de forças do sistema, a pressão de água sob a membrana contrátil será sempre menor que a pressão do ar atmosférico. Essa diferença de pressão é obtida calculando-se a componente de T_s no sentido vertical, multiplicando-a pelo perímetro do tubo e dividindo-se o resultado por sua área transversal (notar que a tensão superficial atua no contato entre a água e o tubo). Isso explica, também, o motivo pelo qual a capilaridade reduz a energia interna da água.

A diferença de pressão entre as fases ar e água ($u_{ar} - u_w$) é denominada, comumente, de sucção do solo, e esta é a grandeza normalmente utilizada para representar o estado energético da água em solos não saturados. Com isso, procura-se trabalhar sempre com valores positivos. A Equação 7 (Equação de Laplace) costuma ser utilizada para o cálculo da sucção capilar em um menisco de forma genérica. Nessa equação, R_1 e R_2 são os raios de curvatura ortogonais do menisco de água. Para o caso de um menisco esférico, a Equação 8 pode ser utilizada, o que conduz à Equação 9.

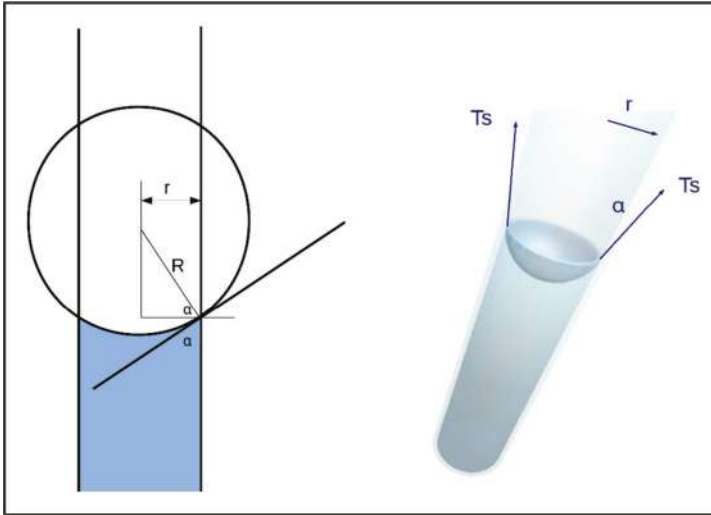


Figura 5: Detalhe da superfície do líquido no tubo capilar com o ângulo de contato α

$$u_{ar} - u_w = TS \left(\frac{1}{\frac{1}{R_1} + \frac{1}{R_2}} \right) \quad (\text{Eq. 7})$$

$$R_1 = R_2 = \frac{r}{\cos(\alpha)} \quad (\text{Eq. 8})$$

$$u_{ar} - u_w = \frac{2T\cos(\alpha)}{r} \quad (\text{Eq. 9})$$

A altura de ascensão de água em um tubo capilar, h_c , é, então, calculada de forma que a diferença de pressão entre as fases ar e água seja dada dividindo-se o peso da coluna de água sob o menisco pela área transversal do tubo.

$$\frac{\gamma_w}{\pi} \frac{\pi r^2 h_c}{r^2} = \frac{2 Ts \cos(\alpha)}{r} \quad (\text{Eq. 10})$$

Ou

$$h_c = \frac{2T\cos(\alpha)}{r \gamma_w} \quad (\text{Eq. 14})$$

Onde

γ_w = peso específico da água (N/m^3)

Conceitos relacionados à capilaridade

Tensão interfacial – Existem casos em que o outro fluido apresentado na Figura 4 não é o ar, mas sim um outro líquido imiscível (a Figura 4 poderia se formar caso se substituísse o ar pelo diesel, por exemplo). Nesses casos de interfaces sólido/líquido/líquido, é comum se utilizar o termo tensão interfacial, reservando-se o termo tensão superficial para o caso das interfaces sólido/líquido/ar atmosférico.

Molhabilidade – Quando dois fluidos entram em contato com uma superfície sólida, haverá uma ordem de molhabilidade que fará com que um líquido tenda a se espalhar pela superfície sólida em detrimento do outro. A molhabilidade é um parâmetro importante na forma como o líquido se espalha no meio poroso e está associada com a geometria do espalhamento do líquido nas interfaces. Conforme discutido anteriormente, os meniscos formados nos tubos capilares (ou nos canalículos que existem nos interstícios do solo) são uma função das tensões superficiais e interfaciais. A molhabilidade está associada com o ângulo que se forma entre os vários vetores de tensão e a superfície sobre a qual o líquido se espalha. A combinação de todas essas forças ditará qual fluido tem a preferência para se espalhar sobre a superfície. Em outras palavras, qual fluido apresenta, comparativamente, as maiores forças de adesão.

Ângulo de contato – Segundo Hillel (1980), caso se coloque uma gota de um líquido sobre uma superfície sólida, o líquido vai deslocar o gás que cobre a superfície sólida e se espalhará sobre a superfície até certo ponto. Nesse ponto, a extremidade da gota entra em repouso e a interface entre a gota e o gás faz um ângulo típico com a interface entre a gota e a superfície sólida (Ver Figura 6). Casos em que $\alpha > 90^\circ$ apontam para uma predominância das forças de coesão em relação às forças de adesão e a superfície é dita não molhante.

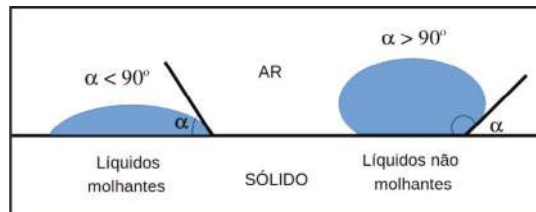


Figura 6: Exemplos de ângulos de contato em casos em que o fluido molha e não molha a superfície

Potencial de adsorção

O fenômeno da adsorção está relacionado à existência de cargas superficiais não balanceadas na superfície do solo. Segundo Machado e Zuquette (2005), de acordo com o tipo e magnitude das cargas elétricas superficiais existentes nas partículas do solo, pode-se prever a força de atração ou repulsão com relação aos íons em solução, podendo estas serem enquadradas em dois grupos: cargas permanentes ou constantes (principalmente, argilas silicatadas) e cargas variáveis, presentes, principalmente, em óxidos, hidróxidos e matéria orgânica. Baseado em sua origem, os principais tipos de processos responsáveis pelas cargas são: substituição isomórfica, dissolução iônica e cargas derivadas de complexos.

Reconhecidamente, a fonte mais comum de carga superficial no solo é proveniente das imperfeições estruturais no retículo cristalino (substituição isomórfica de íons) que ocorrem durante o intemperismo químico. Estas imperfeições resultam em cargas permanentes nas partículas do solo.

As cargas superficiais também se desenvolvem como resultado da quimiosorção (adsorção química) de H_2O , isto é, a água rompe-se (dissocia-se) em H^+ e OH^- durante a adsorção para formar uma superfície hidroxilada, gerando cargas variáveis denominadas de Carga Protônica Líquida. Essas cargas podem ser tanto positivas quanto negativas, dependendo do pH (concentração do íon hidrogênio) no ambiente aquoso.

Por fim, outras cargas podem ser definidas, como a densidade de carga de complexos de esfera interna, que ocasiona os efeitos de adsorção específica, e a densidade de complexos de esfera externa, que são responsáveis pela adsorção não específica. Tudo isso acaba por atrair as moléculas de água, que são polares, e cátions para o entorno da partícula de argila.

A adsorção da água pela superfície das partículas argilosas ocorre mediante quatro principais mecanismos: ligações de hidrogênio, hidratação de íons adsorvidos, atração por osmose e atração dipolar. Esses mecanismos de adsorção produzem algumas alterações na água que, nessa situação, tem suas moléculas estruturadas em condições semelhantes ao estado sólido, embora não na forma de gelo. É uma estrutura mais ordenada, que possui uma grande viscosidade (Presa, 1982). O fenômeno de adsorção é consequência do caráter polar pronunciado da molécula da água. Essa propriedade ajuda a explicar como as moléculas de água se orientam e são atraídas, por meio dos seus polos positivos, à superfície negativa das partículas de argila, além de se conectarem umas às outras.

É importante observar que a polaridade do fluido intersticial desempenha um papel fundamental nos processos de interação sólidos/líquido intersticial que darão origem à adsorção. No caso da ocorrência de fluxo multifásico no solo, com a presença de outros fluidos que não a água e o ar, a polaridade do líquido intersticial, em conjunto com a sua molhabilidade, desempenharão um papel fundamental no processo de fluxo.

A Figura 7 apresenta uma ilustração de um modelo para explicar a distribuição de água no entorno de partículas coloidais, como as partículas de argila. Segundo Jafellici e Varanda (1999), as interações entre partículas coloidais dependem da distância de separação entre partículas. Além dessas forças, as forças externas devido ao campo da gravidade ou ao cisalhamento também influenciam a interação entre partículas.

Conforme observado na Figura 7, essas forças de interação advêm da natureza eletromagnética das interações entre a matéria. Nas dispersões coloidais aquosas, pode haver: 1) interação repulsiva de duplas camadas de cargas; 2) interação atrativa de van der Waals; 3) interação estérea repulsiva de cadeias de polímeros adsorvidos nas partículas; 4) interação atrativa de polímeros; 5) interação de moléculas de solvente (solvatação) e 6) interação hidrofóbica.

Deve-se notar que nem todas essas interações são comuns para o caso de meios porosos naturais como os solos, mas elas podem ser de interesse na análise de problemas que envolvam, por exemplo, a aplicação de técnicas de remediação para a recuperação de áreas degradadas.

A primeira camada do modelo da camada dupla é constituída de moléculas de água e íons dissolvidos, que, por estarem fortemente atraídos às partículas sólidas, não participam do processo de fluxo ou de um eventual transporte de contaminantes. Essa camada é limi-

tada pelo denominado plano de Stern. A segunda camada é a camada difusa. Nela, encontram-se íons e cátions que interagem com o campo elétrico formado na Figura 7 (b). Essa camada está limitada pelo plano de Gouy. A partir desse plano, tem-se a chamada água livre, que participa dos processos de fluxo e de transporte de massa, podendo fluir pela imposição de gradientes de energia. É importante notar que a concentração de cátions próxima à superfície dos argilominerais é maior que exteriormente ao plano de Gouy. Isso cria gradientes de composição que tendem a agir contrariamente ao campo elétrico (atraindo água para dentro da camada dupla ou cátions para fora dela) já que os solutos tendem a migrar de áreas com maior concentração para áreas com menor concentração. É importante observar também que a espessura da camada dupla será uma função da polaridade média dos fluidos intersticiais e da concentração eletrolítica existente no entorno das partículas.

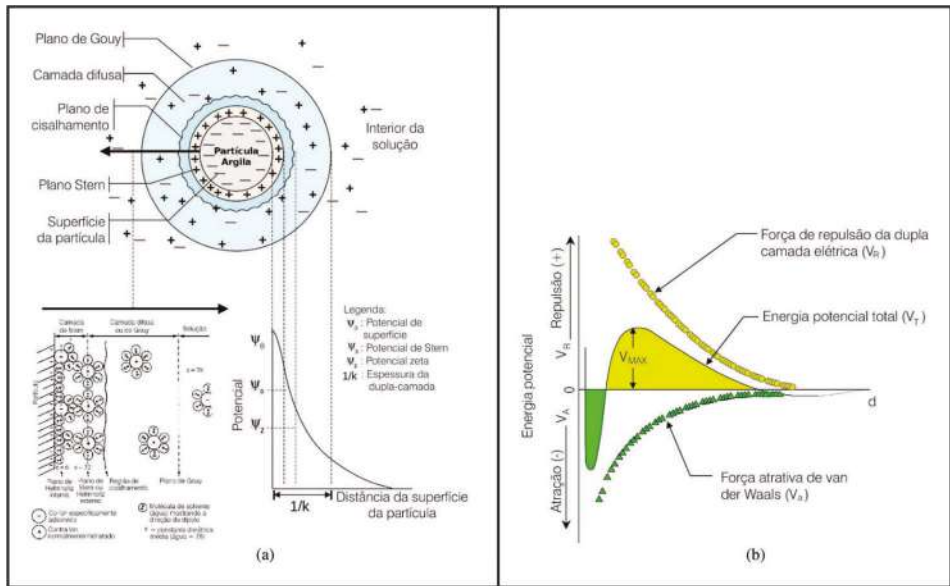


Figura 7: (a) Desenho ilustrativo da camada dupla (b) Potenciais de atração e repulsão agindo no entorno da partícula de argila. (adaptado de Jafelici e Varanda, 1999)

A Figura 8 apresenta a variação da espessura da camada dupla em função da concentração eletrolítica (Figura 8a) e constante dielétrica do fluido intersticial (Figura 8b). Conforme se pode observar dessas figuras, a espessura da camada dupla diminui com o aumento da concentração de eletrólitos e aumenta com a constante dielétrica do fluido intersticial. Esses aspectos são de extrema importância no estudo de casos de fluxo multifásico, em que dois ou mais líquidos percorrem os interstícios do solo.

A Equação 12 pode ser utilizada para a estimativa da espessura da camada dupla:

$$t = \sqrt{\frac{\epsilon K_b T}{8\pi n_e e^2 v^2}} \tag{Eq. 12}$$

Onde:

K_b = constante de Boltzmann

T = temperatura

n_e = concentração eletrolítica

e = carga elementar

v = valência iônica

ϵ = constante dielétrica

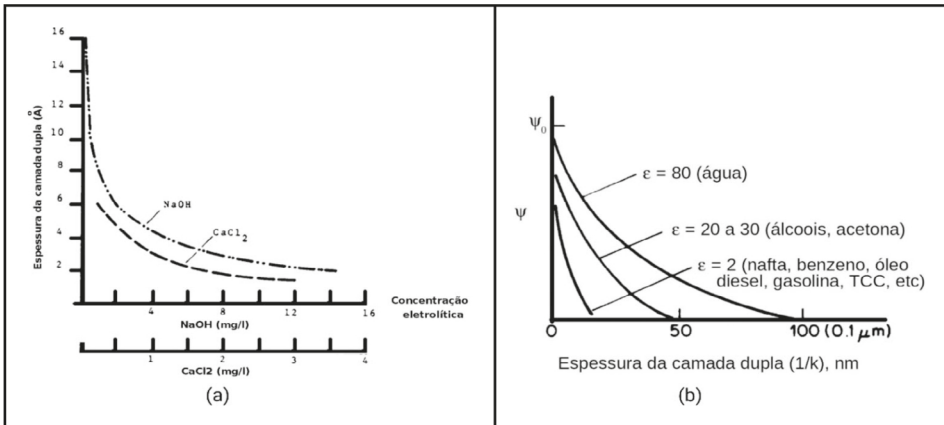


Figura 8: a) Desenho ilustrativo da camada dupla b) Potenciais de atração e repulsão agindo no entorno da partícula de argila

Algumas observações sobre a constante dielétrica dos fluidos e seus efeitos no comportamento mecânico do solo

Ao formar um dipolo, as moléculas de água podem se orientar em um campo elétrico e atuar de diferentes maneiras, como facilitar a hidratação de íons dos compostos iônicos e favorecer a solubilidade. A constante dielétrica traduz a diminuição da atração entre cargas elétricas devido à presença de material dielétrico entre elas. Sabe-se, da lei de Coulomb, que o módulo da força de atração/repulsão entre cargas (\vec{F}) é inversamente proporcional à constante dielétrica, assim a energia necessária para separar dois íons de cargas opostas é muito menor em meios com maior constante dielétrica. Seja por exemplo, uma comparação entre a água e o etanol (Fatibello-Filho, 2012). Pode-se expressar a lei de Coulomb como:

$$F = \frac{q_1 q_2}{\epsilon d^2} \quad (\text{Eq. 13})$$

Onde q_1 e q_2 são duas cargas pontuais, como no caso de cátions e ânions dissolvidos na água intersticial, d , a distância entre elas, e ϵ a constante dielétrica ou permissividade elétrica do meio. O trabalho (W) necessário para separação das cargas é proporcional à força e inversamente proporcional à constante dielétrica. A constante dielétrica do vácuo (ϵ_0) é assumida como $\epsilon_0 \approx 8,8542 \times 10^{-12} \text{ N}^{-1} \text{ m}^{-2} \text{ C}^2$ (onde C represente um Coulomb de

carga elétrica e N a unidade de força Newton). Para a maioria dos materiais, costuma-se empregar a constante dielétrica relativa (ϵ_r), que é a razão entre a constante dielétrica do meio e a constante dielétrica do vácuo: $\epsilon_r = \epsilon/\epsilon_0$. A água possui um valor de $\epsilon_r = 78,54$, enquanto que, para o álcool, esse valor é de $\epsilon_r = 24,3$, ambos para uma temperatura de 25°C. Pode-se escrever, então:

$$\frac{W_{\text{água}}}{W_{\text{álcool}}} = \frac{\epsilon_{\text{rágua}}}{\epsilon_{\text{ralcool}}} = \frac{24,3}{78,5} = 0,31 \quad (\text{Eq. 14})$$

Dessa relação entre trabalhos decorre que o trabalho para separar cargas em água gira em torno de 31% do trabalho necessário para separar as cargas em etanol. Visto de outra forma, pode-se notar da Equação 13 que a força entre íons de carga oposta é muito menor em água, graças à sua elevada constante dielétrica, resultando um melhor solvente. A constante dielétrica do meio representa a diminuição da força elétrica entre íons de cargas opostas devido à presença de materiais dielétricos, ou seja, de materiais que podem proporcionar isolamento de eletricidade em distintas magnitudes.

Grande parte dos solventes orgânicos, como dioxano e benzeno, apresentam constantes dielétricas inferiores a 10; para etanol e metanol (solúveis tanto em derivados de petróleo e solvente orgânicos quanto na água), os valores crescem e são 24,30 e 32,63 e, em água, na temperatura de 20°C, é igual a 80. A água apresenta constante dielétrica dentre as mais elevadas entre as substâncias conhecidas, o que favorece a sua conhecida capacidade solvente. A Tabela 1 traz a permissividade relativa de algumas substâncias, ressaltando-se que ela tende a decrescer na água com a temperatura.

Tabela 1: Constantes dielétricas relativas (Permissividades relativas) de alguns líquidos. (adaptado de Fatibello-Filho, 2012)

Líquido	Fórmula	ϵ_r (-)
Vácuo	-	1,0
Benzeno	C ₆ H ₆	2,27
Éter dietílico	C ₄ H ₁₀ O	4,2
Acetona	C ₃ H ₆ O	20,7
Álcool etílico (etanol)	C ₂ H ₅ OH	24,3
Álcool metílico (metanol)	CH ₃ OH	32,6
Água	H ₂ O	78,5
Água (a 20°C)	H ₂ O	80,1
Água (a 0°C)	H ₂ O	88,0
Água (a 100°C)	H ₂ O	55,3
Ácido sulfúrico anidro	H ₂ SO ₄	101,0

A constante dielétrica tende a afetar o comportamento mecânico dos solos, como a resistência ou o colapso, deformações que ocorrem no solo por umedecimento e sem incremento de carga. Soluções de elevada constante dielétrica tendem a reduzir a resistên-

cia do solo (Almeida *et al.*, 2020) e ampliar a magnitude das deformações por colapso (Colares e Vilar, 1998). A constante dielétrica é utilizada ainda para medir indiretamente o teor de umidade do solo por meio de equipamentos denominados de TDR (da sigla em inglês *Time Domain Reflectometry*) (Cconciante *et al.*, 1996) e radar de penetração do solo, GPR (da sigla em inglês *Ground Penetrating Radar*) (Machado *et al.*, 2006).

3.2 Potencial osmótico

Os solutos possuem o que é costumeiramente denominado de propriedades coligativas. Isso significa que a adição de solutos à água tende a tornar as suas moléculas mais próximas, de forma que a magnitude das forças de coesão entre as moléculas de uma água pura será menor do que aquelas desenvolvidas para o caso de soluções aquosas. Como discutido anteriormente, isso significa dizer que a adição de solutos à água pura diminui a sua energia interna de forma que a água tende a migrar de regiões menos salinas para regiões mais salinas, o que, por sua vez, tende a promover o espalhamento dos solutos. Vê-se, aqui, portanto, uma conexão direta entre o conceito de potencial osmótico e as leis de Fick concernentes ao espalhamento de solutos por gradientes de concentração (difusão molecular).

Outras consequências da adição de solutos à água, pelas razões acima explicitadas, são a diminuição de sua pressão de vapor, com a diminuição da sua taxa de evaporação e o aumento de sua temperatura de ebulição. A Figura 9 representa o que acontece caso uma membrana semipermeável (permeável à água, mas não ao soluto) for introduzida entre regiões com diferentes salinidades. Conforme se pode observar, a água migrará da região com menor concentração para a região de maior concentração de sais, até que se estabeleça uma condição de equilíbrio energético, ou seja, até que o desnível entre as colunas de água seja igual à diferença de potencial osmótico entre as duas regiões. Essas observações valem para o caso de substâncias solúveis e solutos em geral.

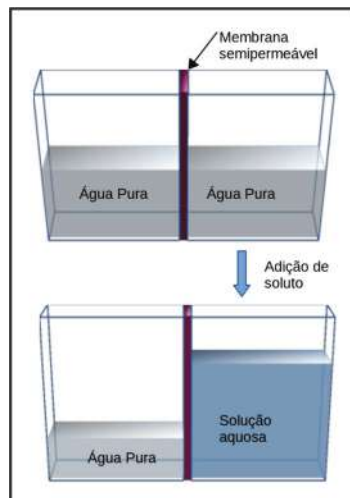


Figura 9: Figura ilustrativa do efeito do potencial osmótico

No caso da ausência da membrana semipermeável, a água/os solutos estão livres para migrar, de forma que, em uma distribuição homogênea de solutos nos interstícios do solo, cessa a influência da osmose no fluxo de água/transporte de soluto. Deve-se salientar, contudo, que, conforme a técnica experimental utilizada, podem-se efetuar medidas de sucção matricial (adsorção + capilaridade) ou total (adsorção + capilaridade + osmose) e esses aspectos devem ser cuidadosamente observados a fim de se evitarem erros na interpretação dos resultados.

O potencial osmótico tem sido progressivamente mais utilizado para a imposição/medição de sucções ao solo por intermédio do uso de membranas semipermeáveis, em aparatos que dispensam o uso de técnicas como a translação de eixo e, ao mesmo tempo, evitam a ocorrência de problemas como o da cavitação da água, mas isso foge do escopo deste capítulo. A Tabela 2 apresenta valores de sucção osmótica para diferentes solutos em diferentes concentrações na água.

Tabela 2: Valores de sucção osmótica, em kPa, para diferentes concentrações de solutos

Molalidade (m)	NaCl	KCl	NH ₄ Cl	Na ₂ SO ₄	CaCl ₂	Na ₂ S ₂ O ₃	MgCl ₂
0,01	24	24	24	34	34	34	35
0,05	234	233	233	306	320	310	324
0,1	463	460	460	585	633	597	643
0,2	916	905	905	1115	1274	1148	1303
0,3	1370	1348	1348	1620	1946	1682	2000
0,4	1824	1789	1789	2108	2652	2206	2739
0,5	2283	2231	2231	2582	3396	2722	3523
0,6	2746	2674	2671	3045	4181	3234	4357
0,7	3214	3116	3113	3498	5008	3744	5244
0,8	3685	3562	3558	3944	5880	4254	6186
0,9	4159	4007	4002	4384	6799	4767	7187
2,5	12556	11440	11366	11901	29115	14489	32776

4. POTENCIAIS IMPORTANTES PARA ESTUDO DA INTERAÇÃO SOLO/ATMOSFERA

A superfície terrestre é a mais importante superfície de contorno dos problemas geotécnicos relativos ao transporte de massa. É normalmente por ela que adentram os líquidos decorrentes de processos de infiltração, e é aí que se dão as trocas de vapor que ocorrem no contato solo/atmosfera. No curso de mecânica dos solos, é, normalmente, definido o conceito de umidade higroscópica. Ela corresponde à umidade de equilíbrio do solo com as condições ambientais. Em outras palavras, na umidade higroscópica, o solo atrai as partículas de água intersticial, pelos fenômenos já descritos anteriormente, com a mesma intensidade que o ar atmosférico. Essa “sucção” imposta pela atmosfera ao solo pode

ser entendida e calculada da forma apresentada na sequência. Sabe-se que a água contida em um recipiente fechado tende a evaporar e saturar o espaço livre numa quantidade que depende da temperatura. Essa quantidade é, geralmente, expressa em termos de pressão, donde se origina a designação de pressão de vapor de saturação (p_{vs} ou e_s). Entretanto, ocorrem situações intermediárias, em que a quantidade de vapor é insuficiente para a saturação, e tem-se, agora, uma pressão parcial de vapor (p_v ou e). Designa-se de umidade relativa (U_R) a relação entre a pressão parcial de vapor e a pressão de saturação que o ar pode atingir numa determinada temperatura Equação 15.

$$U_R = \frac{e}{e_s} \cdot 100 \quad (\text{Eq. 15})$$

A pressão de vapor tende a ser afetada por alguns fatores, como a presença de solutos, que, por conta de suas propriedades coligativas, conduzem à obtenção de pressões de vapor inferiores às obtidas para a água pura. Esses aspectos já foram discutidos anteriormente neste capítulo. Outra interferência, também já discutida, está relacionada à formação de uma superfície curva ar/água, como a que ocorre num menisco capilar. Como essas duas interferências estão diretamente associadas à composição dos potenciais osmótico e matricial, o rebaixamento da pressão de vapor e a umidade relativa correspondente fornecem uma medida da sucção total atuante no solo por meio da conhecida Equação de Kelvin, a Equação 16:

$$\psi_{\text{atm}} = \frac{\gamma_w RT}{M_v} \ln \frac{e}{e_s} \quad (\text{Eq. 16})$$

Onde:

ψ_{atm} = Potencial da água na forma de vapor atmosférico

γ_w = peso específico da água

R = constante dos gases perfeitos ($R = 8,314 \text{ J/mol}$)

T = temperatura [$^{\circ}\text{K}$]

M_v = massa molecular da água ($M_v = 18,011 \text{ kg/mol}$)

Pode-se demonstrar que essa mesma expressão também traduz a sucção, devendo-se observar que o potencial e a sucção, quando medidos nas mesmas unidades, são iguais, porém, de sinais contrários. Na temperatura de 20°C ($T = 293,16^{\circ}\text{K}$; $\rho_w = 998 \text{ kg/m}^3$) e considerando-se $M_v = 18,016 \text{ kg/kmol}$ e $R = 8,314 \text{ J/mol} \cdot ^{\circ}\text{K}$, tem-se:

$$\psi_{\text{atm}} = 135022 \ln \frac{e}{e_s} \quad (\text{Eq. 17})$$

A Equação 16 é, hoje, muito utilizada na parte experimental em solos não saturados, seja por intermédio de câmaras com umidade relativa e temperatura controladas para a imposição de sucções no solo, seja para a calibração da sucção osmótica de soluções diversas.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AITCHISON, G. Engineering concepts of moisture equilibria and moisture changes in soils. *Engineering Concepts of Moisture Equilibria and Moisture Changes in Soils*, 1965.

ALMEIDA, M.; MACHADO, S.; ANDRADE, H. The influence of the fluid dielectric constant on the shear strength of a unsaturated soil. *S&R*, v. 43, n. 4, p. 535-548, dez. 2020. ISSN 19809743, 19809743.

BUCKINGHAM, E. *Studies on the movement of soil moisture*. Washington, DC: [s.n.], 1907. Bulletin 38. (USDA Bureau of Soils, Bulletin 38).

COLLARES, A.; ORENCIO, O. M. A Influência do pH do Fluido de Saturação No Colapso do Solo. In: *XI Congresso Brasileiro de mecânica dos solos e engenharia geotécnica*. Brasília-DF: [s.n.], 1998. p. 123–129.

CONCIANE, W. *et al.* O Uso da Técnica de Reflectometria No Domínio do Tempo (Tdr), Para a Determinação da Umidade do Solo In Situ. *Solos e Rochas*, v. 19, p. 189-199, 1996.

FATIBELLO-FILHO, O. *Fatibello-Filho, O., INTRODUÇÃO AOS CONCEITOS E CÁLCULOS EM QUÍMICA ANALÍTICA: 1. Equilíbrio Químico em Solução e Introdução à Química Analítica Quantitativa*, EdUFSCar, São Carlos, 2012 (vendas: www.ufscar.br; Editora). [S.l.: s.n.], 2012. ISBN 978-85-7600-287-1.

HILLEL, D. *Fundamental of Soil Physics*. New York: Academic Press, 1980.

JAFELICCI, M.; VARANDA, C. *O Mundo dos Coloides. Química e Sociedade - Química Nova na Escola*. 1999. Disponível em: <http://qnesc.sbq.org.br/online/qnesc09/quim-soc.pdf>.

LIBARDI, P. *Potenciais de água no solo*. Piracicaba, São Paulo: ESALQ, 1993. 250 p. (série didática no. 007).

MACHADO, S. *et al.* The use of the Ground Penetrating Radar, GPR in environmental non intrusive diagnostic and monitoring tasks. In: *5th ICEG Environmental Geotechnics: Opportunities, Challenges and Responsibilities for Environmental Geotechnics - Proceedings of the ISSMGE 5th Int. Congress*. [S.l.: s.n.], 2006. I. ISBN 0-7277-3474-1.

MACHADO, S.; ZUQUETTE, L. Transporte de massa e mecanismos de retenção em solos não saturados. V Simpósio Brasileiro de Solos Não-Saturados. São Carlos. II, p. 545-572, 2005.

PRESA, E. *Deformabilidad de las Arcilas Expansivas Bajo Succión Controlada*. Tese (E. T. S. de Ing. de Caminos Canales y Puertos) – Universidad Politecnica de Madrid, Madrid, 1982.

Capítulo 6

INFLUÊNCIA DE ASPECTOS GEOLÓGICOS, HIDROGEOLÓGICOS, GEOMORFOLÓGICOS E DA COBERTURA VEGETAL NO ESTADO DE SATURAÇÃO DO SOLO

Andrelisa Santos de Jesus
Maria Cristina de Oliveira
Cláudia Valéria de Lima
Hernán Eduardo Martínez Carvajal
Gaspar Monsalve
Rubén Darío Londoño
José Camapum de Carvalho

1. INTRODUÇÃO

Uma das preocupações da engenharia geotécnica é, geralmente, conhecer o comportamento do solo no estado em que se encontra ou se encontrará em consequência da execução de uma obra. Porém, conhecer a dinâmica temporal desse estado ou pós-execução da obra e o que a condiciona amplia, no espaço e no tempo, o alcance dos resultados possíveis de serem atingidos a partir de análises pontuais.

A geologia, a hidrogeologia, a geomorfologia e a cobertura do solo são elementos condicionantes da dinâmica temporal das propriedades e comportamento dos solos em especial, no que tange ao estado de saturação,

No âmbito deste capítulo, a geologia compreende a formação geológica e a geologia estrutural. A hidrogeologia, apesar de condicionada pela geologia estrutural, será tratada de forma independente. A geomorfologia trata de aspectos morfométricos e morfológicos da superfície do relevo, embora também seja relevante considerar, na dinâmica do estado não saturado do solo, a forma dos estratos de subsuperfície, o que pode ser entendido como a geomorfologia de subsuperfície. A cobertura do solo abordada neste capítulo é apenas da cobertura vegetal, mas admite-se que, para a dinâmica do estado de saturação do solo, também são relevantes outras formas de cobertura, como edificações, estruturas de pavimento dentre outras.

2. ASPECTOS GEOLÓGICOS

No que se refere aos aspectos geológicos, destacam-se como principais elementos que afetam diretamente a infiltração e a condição de não saturação do solo: os tipos de rocha, atentando-se para a morfologia interna e de superfície do estrato rochoso, ou seja, internamente as estruturas rochosas relacionadas a veios, direcionamento e forma das camadas e foliação; a qualidade dos fluidos que chegam à rocha e que delas saem, e de superfície; a forma externa do estrato rochoso, que condiciona o acúmulo de água e o fluxo de subsuperfície.

Autores como Serra Júnior e Ojuma (1998, p. 211) caracterizam os maciços rochosos como sendo “essencialmente heterogêneos, anisotrópicos e descontínuos”, constituídos por “blocos de rochas justapostos e articulados”. As rochas constituem uma associação de minerais que cobrem vastas áreas da superfície terrestre e se classificam em magmáticas, sedimentares e metamórficas, originadas a partir de processos geológicos relacionados à dinâmica interna ou externa. Quando britadas ou cortadas para uso ornamental ou em obras de engenharia, a porosidade e natureza químico-mineralógica dessas rochas condicionam a interação com a água existente no ambiente, seja ele a atmosfera ou outro elemento de contato. Essa porosidade e composição químico-mineralógica da rocha é também relevante quando a ela são adicionados compostos químicos, como cal, cimento e asfalto.

As rochas magmáticas são formadas pela cristalização do magma, podendo ser intrusivas e extrusivas. As rochas magmáticas intrusivas são formadas pelo resfriamento lento do magma no interior da Terra e tal fato permite o crescimento dos minerais, conferindo uma granulação mais grosseira à rocha. As rochas magmáticas extrusivas ou vulcânicas resultam da cristalização do magma em superfície, onde ocorre o resfriamento rápido, caracterizando uma granulação mais fina à rocha que, por consequência, condiciona a interação com a umidade do ambiente. As rochas sedimentares são formadas a partir da consolidação de sedimentos na superfície terrestre. Esses sedimentos podem ter origem mineral, orgânica ou química. Em função do processo de deposição dos sedimentos, essas rochas caracterizam-se por apresentar um acamamento ou estratificação, indicando sucessivas superfícies deposicionais, muitas vezes, condicionantes do fluxo de umidade. As rochas metamórficas são formadas a partir da transformação de outra rocha (migmática, sedimentar ou metamórfica) exposta a modificações de pressão e temperatura ou à presença de fluidos hidrotermais. Essas rochas são caracterizadas pela foliação metamórfica que se constitui na organização dos minerais placóides, principalmente, micas e clorita, em superfícies ou planos de foliação.

A infiltração de fluidos em materiais rochosos depende não só do tipo de rocha, mas também e, fundamentalmente, das estruturas presentes nas rochas. A porosidade nas rochas representa a relação entre o volume de poros e o volume de material rochoso, ou seja, a quantidade de espaços vazios em um determinado volume de maciço. A permeabilidade das rochas está relacionada à conexão entre os espaços vazios que possibilita a percolação de soluções. No entanto, nem todos os vazios apresentam essa conexão e, muitas vezes, a presença de microvazios agrupados em espaços distintos daqueles marcados pela

presença de vazios maiores faz com que o fluxo ocorra, predominantemente, através desses últimos. No que tange o comportamento dos materiais não saturados é relevante considerar o estado de saturação e distribuição da água nos poros.

As variações na porosidade das rochas se devem a vários fatores, tais como à forma e tamanho dos grãos e de como eles estão organizados, ou seja, o grau de empacotamento dos grãos (Press *et al.*, 2006); à presença de materiais de granulometria fina, como argilas e silte, ocupando os espaços intergranulares; a presença de materiais cimentantes (calcita, sílica, sais, entre outros), que podem preencher total ou parcialmente os poros do meio e que, dependendo do fluido de percolação, podem ser dissolvidos, alterando a permeabilidade da rocha; à distribuição granulométrica. A porosidade da rocha se encontra, ainda, relacionada às tensões externas às quais o maciço se encontra submetido e ao intemperismo pelo qual passou, e, por consequência, à sua idade e profundidade abaixo da superfície.

Quanto aos tipos de porosidade, tem-se que a porosidade primária representa os espaços entre os grãos (porosidade intergranular) ou os planos de estratificação. Já a porosidade secundária está associada a descontinuidades nos materiais e pode estar associada ou não a processos tectônicos, que propiciam a presença de fraturas nas rochas magmáticas, metamórficas e sedimentares.

Quando associadas a processos deformacionais do domínio rúptil, as fraturas podem ser classificadas em juntas e falhas. As juntas são fissuras onde não houve movimento considerável das rochas. A presença de um conjunto de juntas confere um enfraquecimento do maciço e elas podem funcionar como canais de percolação de água (Maciel Filho, 2008).

As falhas se caracterizam pelo movimento relativo das rochas ao longo de um plano, denominado plano de falha, e são produzidas em regime extensional ou compressional. Os deslocamentos podem ser de poucos centímetros a centenas de quilômetros. A caracterização de falhas é fundamental, pois, além de favorecerem a infiltração da água, diminuem a estabilidade em obras de engenharia (Silva e Machado, 2009).

Na geração de estruturas atectônicas, não ocorrem processos relativos a esforços internos da Terra. São estruturas formadas pela ação da gravidade e ocorrem em áreas restritas. As juntas de alívio são as principais estruturas relacionadas a essas atividades atectônicas (Magalhães e Cella, 2008). Em rochas magmáticas, por exemplo, as juntas de alívio podem ser formadas pelo alívio de pressão resultante da erosão do material sobrejacente. Essas juntas favorecem tanto o intemperismo físico quanto o químico, pois se constituem em descontinuidades para infiltração e circulação da água (Toledo *et al.*, 2009). Durante o processo de resfriamento das rochas vulcânicas, podem ser geradas juntas, como no caso das disjunções colunares presentes nas rochas basálticas.

Em rochas sedimentares clásticas, a porosidade dominante é a intergranular (Figura 1) e varia com o grau de selecionamento dos grãos e com a quantidade de material cimentante dos grãos. Quanto maior o selecionamento e menor a presença de cimento, maior a porosidade. Nos calcários, em função da solubilidade dos carbonatos, domina a porosidade de condutos ou cárstica. Nas rochas metamórficas e magmáticas, a porosidade está relacionada à presença de fraturas, caracterizando uma porosidade secundária (Figura 1).

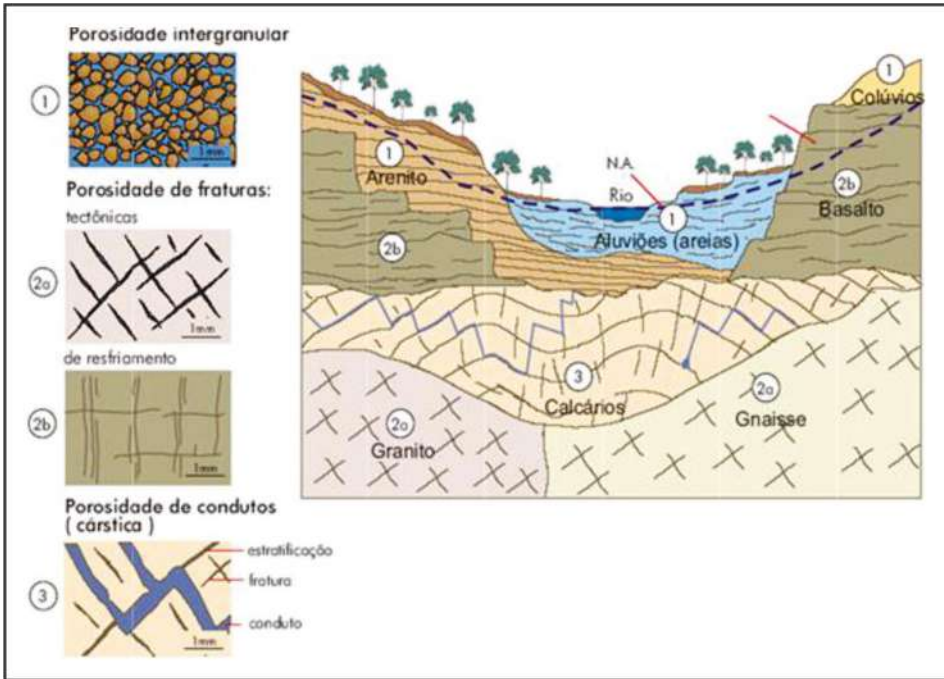


Figura 1 – Tipos fundamentais de porosidade em diferentes materiais geológicos (Karmann, 2000)

Em regiões tropicais, em função da sazonalidade climática, dominam processos de intemperismo químico, gerando espessos mantos de alteração a partir da rocha. Nessas regiões, dominam reações de hidrólise, que são as reações químicas características dos silicatos (minerais formadores de rocha). Em função da disponibilidade e qualidade da água, a hidrólise pode ser parcial ou total, gerando diferentes tipos de soluções. Na hidrólise total, toda a sílica e os cátions (K, Ca, Mg) são liberados do sistema e passam a fazer parte da solução de lixiviação. Na hidrólise parcial, parte da sílica é liberada e pode ocorrer liberação total ou parcial das bases trocáveis. Existe, então, uma continuidade entre a rocha e os solos formados, sendo estes intitulados residuais. Cabe salientar que, nos processos de intensa intemperização, o solo formado, apesar de residual, não guarda traços da estrutura e mesmo da composição mineralógica da rocha mãe, exceto quando presentes minerais resistentes ao intemperismo, como o quartzo, o que torna irrelevante, em relação ao seu potencial de retenção de água e em relação ao seu comportamento em estado não saturado, o fato de ele ser residual. Cabe destacar que os processos de intemperização podem dar origem à formação do quartzo como mineral neoformado (Senaha 2019).

Considerando os solos, Jesus (2013) observou, em ensaios de perda de massa por imersão, que o processo de circulação da água é bem distinto em solos lateríticos se comparados aos solos saprolíticos. No ensaio de perda de massa por imersão, observou-se que, nos solos lateríticos, os percentuais de P_i (perda de massa por imersão) tenderam a

ser muito elevados em amostras com menor teor de umidade, diminuindo nas amostras com teor de umidade mais elevados. Esse comportamento pode ser atribuído a uma atenuação do efeito da pressão positiva gerada na fase ar nos solos com maior umidade inicial no momento do ensaio devido a menor sucção inicial atuante. Os solos saprolíticos tendem a ter percentuais de P_i muito baixos, sendo que o aumento desses valores sempre está associado a deslocamentos. Esses deslocamentos têm uma relação com planos preferenciais de ruptura, como veios de quartzo e fraturas ou com a presença de argilominerais expansivos cuja expansão leva à ruptura na interface entre a parte do corpo de prova externa ao molde que expande e a parte contida no molde que é impedida de expandir. Essas fraturas favorecem a circulação de água e, conseqüentemente, também formam microzonas de maior intemperização. Destaca-se, também, que a macro-orientação de argilominerais, principalmente os expansivos, podem favorecer rupturas.

No ensaio de desagregação com inundação parcial, Jesus (2013) também constatou comportamento e resistência hidromecânica distintos entre solos lateríticos e saprolíticos. Os solos lateríticos tiveram a base comprometida, o que levou ao desabamento do corpo de prova que, em alguns casos, manteve o topo preservado. Também nesse caso, a amostra submetida a ensaio com umidade de campo mais elevada manteve um comportamento mais estável. Nos solos saprolíticos, o comprometimento do corpo de prova tendeu a ocorrer também no topo com abertura de fraturas e veios, sendo que a maioria manteve uma desagregação pequena. Já no ensaio de desagregação com inundação imediata, as amostras de solo laterítico tiveram desagregação da base sem necessariamente sofrerem desagregação completa. No solo saprolítico, a inundação imediata garantiu o mesmo tipo de comportamento, em que a água escolheu as fraturas como caminho preferencial. Verifica-se, portanto, que a preservação da estrutura da rocha mãe no solo saprolítico, e mesmo de parte da composição mineralógica, é determinante no processo de circulação da água nesse tipo de solo e que o estado de saturação no qual o solo se encontra define o mecanismo de instabilização, fazendo intervir pressões mais ou menos elevadas na fase ar.

3. ASPECTOS HIDROGEOLÓGICOS

A água se encontra, quase sempre, em movimento, seja em meio saturado, seja em meio não saturado, o que introduz a necessidade de se levar em consideração as questões hidrogeológicas. A hidrogeologia é a ciência que estuda o movimento da água nos maciços. Também fazem parte dos objetos de estudo da hidrogeologia questões relacionadas a aspectos da engenharia civil, tais como: o efeito redutor da capacidade de carga da estrutura de pavimentos implantada em cortes; a influência na estabilidade de aterros situados em junções com cortes; a estabilidade geral das encostas; as infiltrações em obras subterrâneas e os cálculos de perdas em reservatórios. A abordagem clássica desses problemas hidrogeológicos parte do estudo do maciço rochoso como unidade litológica cujas características estruturais podem ser estudadas qualitativa e quantitativamente mediante o uso das técnicas da geologia estrutural. Não obstante, raras vezes, é considerado o efeito das interações entre o maciço rochoso não ou pouco intemperizado e as coberturas de solo que a ele se sobrepõe seja ela residual ou transportada. Nas obras viárias, dado o fato de que geralmente os estudos e prospecções são realizados em períodos não chuvosos, quan-

do o fluxo hidrogeológico tem característica intermitente, os problemas surgem no momento da execução ou mesmo após a execução da obra.

Nessa abordagem clássica do estudo do fluxo da água subsuperficial, podem ser consideradas duas hipóteses fundamentalmente diferentes, mas que podem levar a resultados comparáveis. A primeira é o estudo do fluxo no meio poroso; a segunda é o estudo no meio fraturado. A abordagem do problema mediante a hipótese de meio poroso é mais adequada em maciços sedimentares e em depósitos recentes não litificados. Por outro lado, em ambientes de maciços cristalinos nos quais o fluxo ocorre através das fraturas e descontinuidades do meio (porosidade secundária), o problema deve ser estudado como meio fraturado. No meio poroso, o fluido é distribuído homoganeamente no maciço; já no meio fraturado, o fluxo é altamente heterogêneo e concentrado nos espaços gerados pelas descontinuidades.

A Figura 2 apresenta a relação entre o ciclo hidrológico e o perfil de intemperismo dos maciços rochosos. A porção do ciclo hidrológico entre a superfície da Terra e a água subterrânea envolve diferentes processos nos quais a movimentação da água pode ter qualquer direção em função dos condicionantes, geológicos, geomorfológicos de superfície e subsuperfície e de cobertura da superfície do terreno. A infiltração, embora possa ser condicionada pela estrutura do solo, devido à gravidade, ocorre, preferencialmente, de maneira vertical descendente enquanto que os fluxos não saturados podem ser verticais ou oblíquos. Já o fluxo subterrâneo saturado pode ser descendente, ascendente ou oblíquo. A diversidade de modos de movimentação da água nos maciços, compreendendo o fluxo em meio saturado e não saturado, faz com que o fluxo seja passível de ocorrer ao longo de trajetórias que atravessam todos os horizontes do perfil de intemperismo desde o pouco intemperizado, grau I, até o completamente intemperizado, grau V, em uma escala de I a V de intemperização.

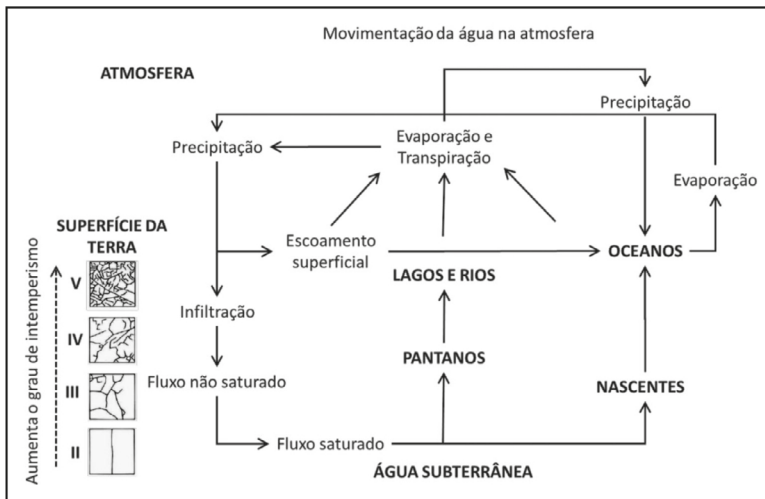


Figura 2 – Relação entre o ciclo hidrológico e o perfil de intemperismo dos maciços rochosos

Em áreas de relevo ondulado ou contendo platôs, o perfil de intemperismo exibe um padrão típico, caracterizado por apresentar maior espessura nas áreas de planalto e uma diminuição gradual à medida que se aproxima do fundo dos vales onde o perfil de intemperismo é mínimo e, algumas vezes, inexistente. Devido as migrações dos oxi-hidróxidos de ferro solubilizados em direção às áreas com declive acentuado, geralmente ocorre a formação de lateritas, material muito usado na construção viária, próxima à borda dos platôs. A Figura 3 ilustra a referida situação para um maciço de rocha cristalina. Essa variação na espessura do perfil de intemperismo é devido a fatores hidrogeológicos, geomorfológicos e as interações solo-atmosfera indutoras de fluxo capilar ascendente nos períodos em que não ocorre chuva e descendente em períodos chuvosos, quando o maciço encontra-se inicialmente submetido a elevadas sucções. A topografia e a morfologia do terreno controlam a relação infiltração/escoamento e, em consequência, a entrada de água nos maciços. Nas áreas de planalto, conseqüentemente, haverá maior infiltração e maior fluxo saturado na direção dos maciços rochosos atravessando o perfil de intemperismo superficial e contribuindo para a continuidade da evolução intempérica. Próximo ao bordo do planalto, a presença da condição atmosférica em cotas inferiores, provoca o fluxo oblíquo, sendo que, em regiões tropicais, ocorre a precipitação do ferro solubilizado na área de planalto. Em contraste com o que ocorre nos platôs, nas áreas das encostas, o processo, muitas vezes, inverte-se, ocorrendo saída de fluxo dos contatos dos maciços profundos de menor permeabilidade na direção dos talvegues, reservatórios e cursos d'água, atravessando, assim, o perfil de intemperismo em sentido inverso. Esse fluxo em direção à encosta é, como será visto mais adiante, condicionado pela geomorfologia do maciço, intervindo outros fatores como insolação e efeito de vento, que atuam alterando a energia de superfície.

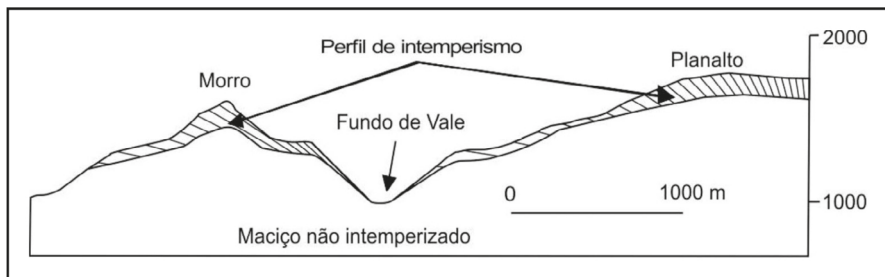


Figura 3 – Relação entre a topografia do terreno e o perfil de intemperismo (adaptado de Beavis, 1985)

O regime de fluxo anteriormente descrito desde a superfície até os maciços rochosos pode ser visualizado de forma esquemática na Figura 4, na qual, adicionalmente, podem ser observados os tempos de residência da água subterrânea nessa parte do ciclo. O conceito de tempo de residência permite entender não só a escala temporal do regime hidrogeológico, mas também estabelecer medidas de gerenciamento do recurso hídrico que permitam garantir sua preservação e pode auxiliar na orientação quanto à execução dos cortes nas obras viárias. A quantificação desses fluxos deve levar em consideração a

influência das estruturas geológicas dos maciços rochosos não intemperizados em profundidade e também a influência do perfil de intemperismo presente.

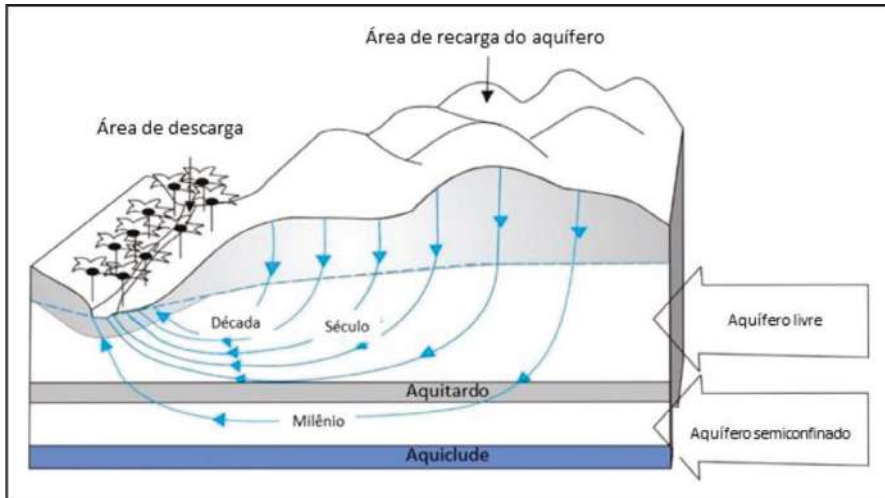


Figura 4 – Esquema do regime de fluxo da água subterrânea e tempos de residência da água nos aquíferos (adaptado de Foster *et al.* 2003)

3.1 Caracterização das discontinuidades

O maciço rochoso está composto por três elementos: o conjunto de discontinuidades, a matriz rochosa e o preenchimento das fraturas (quando presente). Uma das maiores dificuldades na modelagem dos meios fraturados é a representação do sistema de fraturas por um modelo geométrico, pois a movimentação da água subterrânea em rochas cristalinas é controlada, principalmente, pelas fraturas. Dessa forma, a modelagem do regime hidrogeológico passa, necessariamente, por uma caracterização física das discontinuidades do maciço rochoso.

Para um determinado grupo de condições de fronteira, o comportamento hidráulico do maciço rochoso, com uma matriz rochosa que, na prática, considera-se impermeável, fica determinado pela geometria do sistema de fraturas. As discontinuidades no meio geológico apresentam superfícies de forma complexa, o que obriga a sua representação de forma simplificada. Por outro lado, a forma de considerar a presença dessas redes de discontinuidades na modelagem numérica do fluxo obedece a duas abordagens fundamentalmente diferentes: a primeira consiste em fazer a modelagem do maciço mediante a consideração de um meio homogêneo equivalente; em contraste, a segunda abordagem consiste na modelagem discreta das fraturas, respeitando o caráter discreto do maciço.

As fraturas dos maciços possuem características que podem ser medidas com o intuito de entender a sua influência no comportamento mecânico e hidráulico do maciço. Dentre as características que podem ser quantificadas, as mais relevantes para a modela-

gem hidrogeológica são o número, a localização, a direção, a orientação, o espaçamento (em duas e três dimensões), a abertura, o preenchimento e a persistência ou continuidade.

3.1.1 Número de descontinuidades

Uma família ou conjunto de descontinuidades é composto por todas as fraturas no maciço rochoso que apresentam a mesma orientação. Um grupo de famílias interligadas forma uma rede de fraturas por meio da qual ocorre o fluxo da água. Algumas descontinuidades, como as juntas, por exemplo, apresentam-se em grande número de forma que o tratamento estatístico é a melhor forma de abordar seu estudo e sua análise. Outras descontinuidades, como as falhas, apresentam-se isoladas e, dessa forma, a sua análise deve ser feita de maneira individual. Em hidrogeologia, essas descontinuidades únicas são usadas para definir os limites de blocos estruturais que são analisados como sistemas hidrogeológicos individuais. Cada bloco estrutural possui um número de famílias de descontinuidades que governa, em grande parte, o comportamento hidrogeológico do maciço.

3.1.2 Localização e orientação

O trabalho de cartografia estrutural visa o levantamento da maior quantidade possível de descontinuidades presentes no maciço. Quando se trata de descontinuidades isoladas, como falhas geológicas, planos de acamamento e contatos entre unidades litológicas, sempre é possível localizar com exatidão a referida descontinuidade em um mapa na escala apropriada. Em contraste, para descontinuidades que se apresentam em famílias, juntas, por exemplo, é, na prática, impossível realizar a localização de cada fratura de maneira individual. Nesse caso, a prática consiste em definir pequenas áreas de mapeamento de afloramentos rochosos, as quais são associadas ao conjunto de dados de orientação medidos. A orientação dessas descontinuidades desempenha um papel fundamental no regime de fluxo de água no maciço, razão pela qual o tratamento estatístico deve ser rigoroso e baseado em amostras de tamanho considerável. Os planos das descontinuidades são caracterizados espacialmente mediante a medição da direção ou rumo e do mergulho, representados esquematicamente na Figura 5.

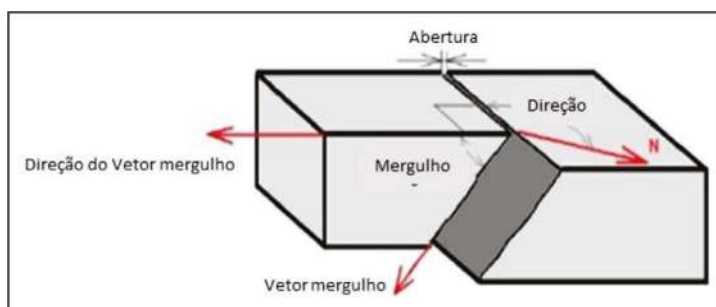


Figura 5 – Esquema da geometria de um plano de uma descontinuidade (Adaptado de Jing & Stephansson, 2007b)

3.1.3 Espaçamento e densidade

O espaçamento das discontinuidades é obtido mediante a contagem simples das fraturas ao longo de seções de análise no nível de afloramento rochoso. As seções de contagem devem ser idealmente escolhidas de forma que atravessem perpendicularmente as famílias de juntas presentes no afloramento. Dessa forma, a amostra adquire peso estatístico no sentido que se garante a inclusão de fraturas com todas as orientações presentes no maciço rochoso. Na Figura 6, é apresentado um esquema que mostra a orientação ideal de seções de contagem em um afloramento rochoso. A quantificação dessa propriedade resulta do cálculo do número médio de discontinuidades por metro de seção ou complementarmente do cálculo da distância média, em metros, de separação entre fraturas. Esta última forma de medição representa o Índice de Espaçamento de Fraturas (I_f).

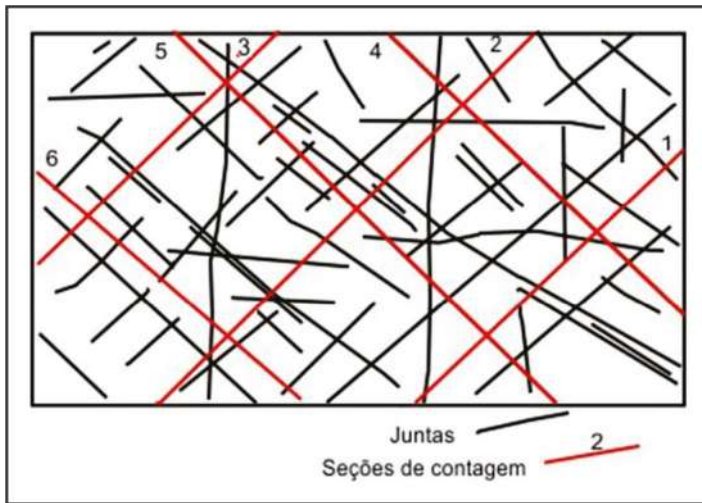


Figura 6 – Seções de contagem de fraturas para determinação do Índice de Fraturamento (Adaptado de Beavis, 1985)

3.1.4 Persistência

Algumas discontinuidades, pela sua natureza geológica, podem ser traçadas ao longo de grandes distâncias dentro dos maciços rochosos. Exemplos são as falhas geológicas, os planos de acamamento e os contatos entre unidades litológicas. Outras discontinuidades, como as juntas, apresentam extensão espacial limitada, que pode ser medida e estudada estatisticamente. Na prática dos levantamentos de campo, a persistência das fraturas pode ser medida diretamente no afloramento rochoso, porém, é impossível a sua determinação precisa para as fraturas que se propagam além dos limites visíveis do afloramento. Não obstante, as técnicas estatísticas disponíveis permitem uma boa caracterização dessa propriedade para fins de aplicações práticas e também para fins de pesquisa.

O fato das juntas terem comprimento finito faz com que cada fratura individual só possa fazer parte do sistema hidrogeológico e da permeabilidade global do maciço se interconectada com outras fraturas. Em conclusão, o fluxo, através de uma fratura, depende do fluxo de todas as demais fraturas da rede e a permeabilidade da rede não é necessariamente a soma simples das permeabilidades individuais das fraturas (Long *et al.*, 1982).

3.1.5 Abertura

Abaixo da zona intemperizada, as descontinuidades do maciço são tipicamente fechadas devido, principalmente, ao estado de tensão *in situ*. Quando o estado de tensão é modificado por causa de ações humanas como obras subterrâneas ou escavações ou por causas naturais, como o próprio intemperismo, ocorrem mudanças na abertura das descontinuidades, provocando o seu aumento e, conseqüentemente, a ocorrência de transporte de material de preenchimento carregado pelo fluxo de água subterrânea, assim como a ampliação do próprio fluxo hidrogeológico. A abertura das fraturas está diretamente relacionada com a permeabilidade secundária do maciço e deve ser medida no nível de afloramento e classificada segundo limites apropriados para cada aplicação prática. A Tabela 1 apresenta a classificação mais comumente usada em aplicações de engenharia geológica.

Tabela 1 – Classificação das descontinuidades segundo o critério de abertura (modificado de Beavis, 1985)

Descricao	Abertura (mm)
Aberta	>200
Moderadamente aberta	60-200
Moderadamente estreita	20-60
Estreita	6-20
Muito estreita	2-6
Extremadamente estreita	>0-2
Fechada	0

3.2 Modelagem hidrogeológica de meios fraturados

A modelagem do fluxo da água em rochas fraturadas é um dos problemas mais complexos da hidrogeologia. De forma geral, os fatores que influenciam o comportamento do fluxo são estratigrafia, padrão da rede de fraturas, comportamento do fluxo no nível de fratura individual, propriedades da matriz rochosa, as tensões *in situ* e as condições hidráulicas de fronteira (Kulatilake e Panda, 2000).

Para tratar a grande variedade de problemas que se apresentam nos meios fraturados, têm sido usadas duas abordagens principais: redes de fraturas discretas (DFN - *Discrete Fracture Network*) e meio poroso equivalente (EPM - *Equivalent Porous Medium*) (Molinero, 2001; Wang e Kulatilake, 2008).

A abordagem DFM assume que a permeabilidade da matriz rochosa é desprezível em comparação com as fraturas do meio. Dessa forma, faz-se uma descrição discreta da rede de fraturas em um modelo geométrico por meio do qual é realizada a simulação do fluxo. Dois são os fatores-chave para essa abordagem: a representação geométrica do meio fraturado e a transmissividade de cada fratura que, por sua vez, depende de sua abertura hidráulica (Jing e Stephanson, 2007a). Devido à impossibilidade de se representar cada uma das fraturas do maciço, é usada uma abordagem estocástica, na qual as propriedades geométricas de cada família de descontinuidades são representadas por funções estatísticas teóricas ajustadas a partir da informação de campo. Assim, cada fratura individual passa a ser gerada por uma amostragem tipo Montecarlo combinando apropriadamente as funções estatísticas anteriormente indicadas (Voekler e Allen, 2012). A combinação de todos os parâmetros gerados nessa simulação estocástica passa a criar um campo de fraturas discretas, que se considera uma representação do sistema fraturado real. Gerando um número grande de modelos geométricos, pode-se determinar, então, o conjunto médio das propriedades hidráulicas do meio fraturado estudado (Min *et al.*, 2004).

A abordagem EPM é relativamente mais simples posto que se baseia na hipótese de que a heterogeneidade inerente ao sistema pode ser descrita completamente pelo uso de parâmetros representativos. O domínio é modelado como um meio poroso contínuo equivalente, no qual o comportamento do fluxo da água é determinado por um tensor de condutividade hidráulica (Bear *et al.*, 1993). Para poder representar o meio fraturado como um meio equivalente contínuo, é necessário determinar a existência de um volume elementar de referência, que é definido como o volume mínimo de amostra, acima do qual as propriedades características do meio permanecem essencialmente constantes (Bear, 1972). A hipótese anterior é garantida quando o sistema fraturado é homogêneo em termos da distribuição estatística dos seus parâmetros geométricos (densidade de fraturas, tamanho, orientação, conectividade, etc.), mas, na realidade, os sistemas fraturados são heterogêneos e, dessa forma, as propriedades geométricas das descontinuidades apresentam forte dependência da escala, razão pela qual nem sempre há garantia da existência do REV (*Reference Elementary Volume*) (Neuman e Depner, 1988; Panda e Kulatilake, 1996; Neuman, 2005).

Tal como foi indicado anteriormente, o problema da análise de fluxo em meios fraturados envolve, necessariamente, o entendimento da escala espacial. O usuário deve entender a escala dos processos físicos envolvidos, o problema em estudo e a escala das medições de campo e de laboratório. Adicionalmente, deve levar-se sempre em consideração a não unicidade da solução no sentido de que não existe uma maneira única de modelar o problema e, além disso, há uma grande dificuldade para encontrar correlações entre a geometria e as propriedades hidráulicas das formações fraturadas, principalmente, pelas incertezas associadas às próprias medições (Berkowits, 2002).

3.3 Efeito do intemperismo nos parâmetros hidráulicos dos maciços rochosos

As transformações dos maciços rochosos decorrentes dos processos de intemperismo induzem mudanças importantes na maioria dos parâmetros hidráulicos considerados na análise do comportamento hidráulico desses meios fraturados. Os estudos de hidrogeologia, poucas vezes, levam em consideração esses aspectos, desprezando o efeito das

camadas de intemperismo superficiais no fluxo de água subterrânea. De igual maneira, desconsideram o comportamento acoplado entre o maciço profundo não intemperizado e a porção alterada superficial. Poucos são os estudos disponíveis sobre a quantificação do efeito do intemperismo nos parâmetros mecânicos e hidráulicos dos maciços rochosos. Serão revistos, aqui, os efeitos em alguns desses parâmetros considerados relevantes para o entendimento e modelagem numérica desses fluxos subterrâneos.

3.3.1 Efeito do intemperismo no índice de fraturamento e vice-versa

De maneira qualitativa, tem sido observado que o espaçamento médio entre fraturas diminui à medida que aumenta o grau de intemperismo. Essa particularidade também pode ser observada em sentido inverso, ou seja, o menor espaçamento entre fraturas favorece e amplia o grau de intemperização do maciço. Beavis (1985) publicou resultados de medições de fraturamento de maciços rochosos sedimentares na Austrália em relação ao seu grau de intemperismo, mostrando que esses dois elementos estão diretamente associados (Figura 7). Dessa forma, a quantificação do fraturamento e a sua apreciação segundo o grau de intemperismo observado no afloramento podem levar a uma correta valoração do seu efeito no comportamento hidráulico e a sua interação com maciços não intemperizados em profundidade.

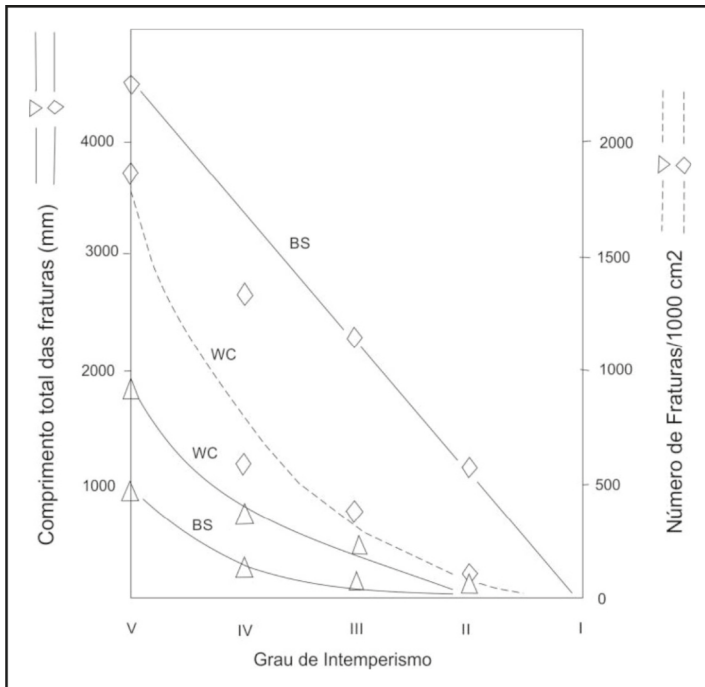


Figura 7 – Relação entre o fraturamento e o intemperismo de dois maciços rochosos: arenito (BS) e Argilito (WC) na Austrália (modificado de Beavis, 1985)

Portanto, o estado de fraturamento do maciço ao intervir na hidrogeologia impacta na alteração do maciço e na própria quantidade de água nele presente, assumindo grande relevância no estudo dos solos não saturados, em especial, na dinâmica temporal e sazonal desse estado.

3.3.2 Efeito do intemperismo no conteúdo de água e na porosidade

À medida que o intemperismo avança, observa-se uma tendência geral ao aumento da porosidade e do teor de umidade dos maciços rochosos. A Tabela 2 apresenta valores reportados para maciços rochosos na Austrália. Da mesma maneira, a Figura 8 apresenta a variação do teor de umidade em função do grau de intemperismo, observando-se uma relação clara e direta entre essas duas variáveis. Em termos das propriedades e comportamento dos solos não saturados, faz-se necessário, no entanto, lembrar que a sucção, e, por consequência, o comportamento hidromecânico do solo, varia em função de três variáveis: a umidade, a porosidade e a distribuição de poros. Por isso, embora, com o intemperismo, o maciço passe a ter aumentada a sua porosidade e, portanto, a sua capacidade de armazenamento de água, o impacto sobre a sucção e sobre o comportamento do manto alterado dependerá do grau de saturação atingido e de como essa água se encontra distribuída nos poros formados.

No maciço rochoso recém-intemperizado formando o solo saprolítico, solo residual jovem, geralmente são geradas, com a ação intempélica, distribuições de poros uniformes a bem graduadas a depender dos minerais primários e dos seus teores e distribuição na rocha. Já nos maciços rochosos profundamente intemperizados, originando os solos residuais maduros, em regiões tropicais, a distribuição de poros, devido às transformações pedogenéticas, assume, geralmente, uma distribuição bimodal dos poros, concentrando-os em dois domínios: o dos macroporos e o dos microporos. Nessa situação, a água presente no solo, mesmo em condições de grau de saturação não muito elevado, 50%, 60%, 70%, não geram sucções elevadas quando ainda ocupando parte dos macroporos. No caso dos solos saprolíticos contendo argilominerais expansivos, faz-se necessário considerar o fato de que a água ocupando a distância interplanar basal, devido à hidratação dos argilominerais expansivos, não integram nem a umidade nem a porosidade interveniente nas propriedades e comportamento hidromecânico desses solos (Camapum de Carvalho & Gitirana Jr., 2021).

Tabela 2 – Efeito do intemperismo na porosidade de alguns maciços rochosos (modificado de Beavis, 1985)

Litologia	Porosidade (%)				
	I	II	III	IV	V
Arenito	14,2	20,7	21,5	22,1	
Arenito	9,0	10,6	12,5	14,3	
Granito	0,3	2,8	3,8	9,6	20,2
Ardósia	5,4	11,0	17,7	15,4	18,8
Filito	7,1	8,1	11,8	10,0	

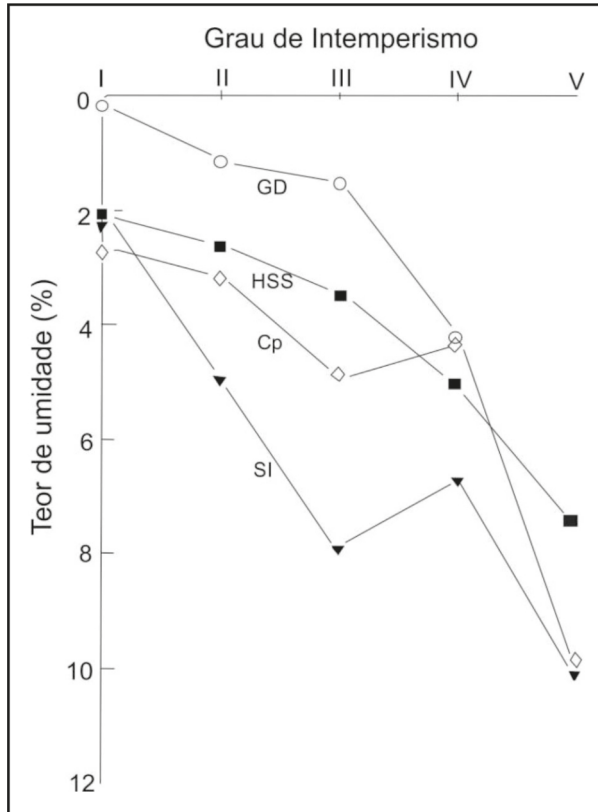


Figura 8 – Variação do teor de umidade com o grau de intemperismo para diferentes maciços: Granito (GD), Filito (CP), Ardósia (SI) e Arenito (HSS (adaptado de Beavis, 1985)

A hidrogeologia assume, no contexto da intemperização e do estado hídrico do solo pós-intemperismo ou em processo de intemperização, papel fundamental, pois, se, por um lado, ela estabelece a capacidade de drenagem da água infiltrada pelo manto rochoso, carreando compostos químicos solubilizados, por outro, ela pode constituir-se em fonte de alimentação do maciço que se sobrepõe ao manto rochoso. Tanto a drenagem como a alimentação do maciço a partir da atuação hidrogeológica intervirá no estado de saturação do solo e, portanto, na sucção e no comportamento não saturado. A atuação hidrogeológica sobre a sucção atuante nos solos e no próprio processo de intemperização do maciço se associam a outros fatores, como ocupação, uso e cobertura do solo e geomorfologia de superfície e subsuperfície.

Como observado anteriormente, as características estruturais dos maciços são modificadas pelo intemperismo. O efeito de abertura de fraturas, o aumento da persistência e o aumento da porosidade podem gerar aumentos significativos na permeabilidade do meio fraturado intemperizado. Em contraste, os produtos do intemperismo podem pre-

encher as próprias fraturas, atenuando o efeito de aumento inicialmente produzido. Excepcionalmente, parece não haver informação publicada sobre avaliações quantitativas do fluxo em maciços intemperizados. Os conceitos aqui apresentados podem servir de base para um estudo quantitativo acoplado entre as frações intemperizadas e são de maciços rochosos. A modelagem numérica dessas interações, junto com o avançado conhecimento das relações chuva-infiltração, pode melhorar o entendimento do ciclo da água e, conseqüentemente, de fenômenos de instabilidade de encostas, redução da capacidade de carga dos solos de fundação, perda de água em grandes reservatórios, fluxo em obras subterrâneas e, finalmente, o correto gerenciamento do recurso de água subterrânea por meio de estimativas precisas dos tempos de residência, áreas de recarga e de drenagem e outros efeitos em escalas regionais. Faz-se necessário considerar ainda a dinâmica temporal do estado dos maciços em consequência dos compostos químicos conduzidos pelas águas infiltradas, em especial em áreas agrícolas e em áreas urbanas desprovidas de rede de esgoto.

Apesar de ainda limitados os avanços no estado da arte em relação ao entendimento mais aprofundado da interação da hidrogeologia do maciço rochoso com manto de intemperismo, observa-se que a hidrogeologia impacta diretamente no estado hídrico dos solos de cobertura dos maciços rochosos, intervindo, assim, em propriedades e comportamento dos solos não saturados.

4. ASPECTOS GEOMORFOLÓGICOS

De acordo com Coelho Netto (2007), a água é um elemento físico muito importante para a paisagem terrestre, em especial, pela sua função modeladora do relevo. Por sua vez, Silva (2011) destaca o relevo devido sua atuação direta sobre o regime hídrico do solo, aumentando ou diminuindo o volume de água presente no maciço. De acordo com Silva (2011), a influência do relevo no regime hídrico do solo ocorre na escala local, especificamente na vertente, onde os seguintes elementos do relevo merecem destaque: altitude, declividade, comprimento e forma da vertente e também a exposição solar.

Destaca-se que também assume papel importante a sucção atuante no solo. Uma vez recoberto por lâmina d'água, a sucção atuante no solo pode implicar a transição da fase ar para o estado ocluso, podendo gerar duas consequências: limitar a infiltração; desencadear processos erosivos quando a pressão na fase ar superar a coesão e/ou a força gravitacional oriunda do próprio solo.

4.1 Altitude

A variação das zonas altitudinais influencia sobremaneira as características dos solos e, por conseguinte, na retenção de água por eles (Silva, 2011). Segundo Ayode (1991), a temperatura pode, a cada 100 m de altitude, diminuir em até 0,6°C. Assim, em áreas declivosas, as alterações nas condições de equilíbrio de energia solo-atmosfera impostas pelas modificações da temperatura com a altitude propiciam variações na umidade no solo, intervindo diretamente na sucção e no comportamento não saturado do maciço, lembrando que a própria temperatura afeta a sucção atuante no solo (Lima, 2018).

4.2 Declividade

Silva (2011) aponta que a declividade tem um papel fundamental na infiltração e no escoamento superficial, sendo que, quanto maior a declividade, maior a tendência ao aumento no fluxo superficial e, ao contrário, quanto menor a declividade, maiores as taxas de infiltração. Esse autor destaca, ainda, que o comprimento das vertentes é muito importante no condicionamento do volume de água que permanece no solo. A pequena área de captação das vertentes curtas influencia na quantidade de água infiltrada; por outro lado, vertentes longas têm maior área de captação, podendo permitir maior entrada de água no solo. Todavia, associando-se vertentes longas com declividades elevadas, pode-se aumentar a energia cinética da água sobre a superfície, resultando em escoamentos superficiais maiores do que a taxa de infiltração e possibilitando a ocorrência de fenômenos como a erosão superficial. Nesse sentido, Ross (1994) aponta que o aumento da declividade amplia a fragilidade do relevo em relação à ocorrência de erosões, sendo que declividades de 20 a > 30% elevam essa fragilidade para forte a muito forte.

Observa-se, portanto, a grande influência da declividade do relevo no estado hídrico do solo de cobertura. No entanto, este deve ser analisado conjuntamente com as características estruturais e hidrogeológicas do maciço rochoso.

Jesus (2013), em pesquisa no município de Anápolis - GO, percebeu que a maior parte das erosões do tipo voçoroca ocorria em declividades superiores a 15%. Considerando-se o efeito da energia externa proveniente da força de percolação da água, à medida que a declividade se acentua, para uma mesma morfologia de relevo, amplia-se a energia tratativa da água sobre o solo no fluxo superficial e, por consequência, o seu potencial erosivo. Fácio (1991), realizando ensaios de erodibilidade em solos do Distrito Federal no equipamento de *inderbitzen*, verificou que, ao aumentar a inclinação da rampa, ocorria um aumento na perda de solo, confirmando que a erodibilidade do solo pode se acentuar em maiores declividades. Internamente, a diferença de potencial gravitacional aumenta com a ampliação da declividade, induzindo alterações mais aceleradas no maciço e favorecendo a sua mais rápida instabilização (Jesus, 2013). Ainda no âmbito dos solos não saturados, a água presente internamente no maciço, tende, devido ao efeito gravitacional, a acumular-se na base da encosta, reduzindo a sucção e piorando o comportamento mecânico, o que auxilia os processos de instabilização.

4.3 Curvatura

Para Jesus (2013), a morfologia pode comandar os fluxos superficiais e subsuperficiais tanto no maciço saturado como no não saturado, sendo necessário separar os mecanismos atuantes de superfície daqueles de subsuperfície. Nos mecanismos de superfície, a forma côncava em planta atua concentrando o fluxo e ampliando o potencial erosivo da água precipitada. Essa ampliação da concentração do fluxo superficial geralmente se dá por dois motivos: pela declividade lateral favorável à concentração e pela tendência ao estreitamento da área de fluxo. No relevo convexo em planta, as tendências são contrárias a estas. Ainda quanto ao fluxo superficial, considerando-se a forma do relevo em per-

fil, é possível depreender que, na forma convexa, existe uma tendência a reduzir a força trativa da água devido ao menor componente de tensão normal. Na forma côncava, essa tensão normal tende a ser mais elevada assumindo, embora com maior perda de energia, um potencial erosivo mais elevado. Na forma convexa, a tensão normal tende a assumir valor intermediário, porém, ocorre menor perda de energia que na forma côncava. Essa percepção, em termos de potencial erosivo da água, pode ser relacionada à maior e menor capacidade de infiltração da água no maciço, pois, por exemplo, o aumento da tensão normal que provoca o aumento da força trativa também tende a ampliar o potencial de infiltração da água no maciço, intervindo diretamente na sucção e no comportamento mecânico do solo.

Considerando-se o fluxo de subsuperfície, na forma côncava, tem-se, no manto não saturado, maior preservação ou mesmo ampliação da umidade junto ao talude do que na forma convexa. Isso porque, na superfície côncava, a área externa de evaporação é inferior à interna ao maciço que atua, alimentando-o em umidade. Essa diferença em relação à área externa de evaporação se amplia à medida que se penetra no maciço, e isso contribui para a preservação da umidade. Na forma convexa, ocorre o inverso, favorecendo, assim, por meio da evaporação, a maior desidratação do maciço. Quanto mais desidratado o solo, maior a sucção/capilaridade nele atuante e, por consequência, maior o risco de, no processo de infiltração das águas pluviais, atingirem-se pressões na fase ar que ultrapassem a coesão do solo, favorecendo o processo erosivo superficial. Essa situação é, portanto, em termos de processos erosivos, crítica na forma convexa seja em planta, seja em perfil. Tal criticidade se amplia com o fato de, na forma convexa, ocorrer uma maior dissipação das tensões efetivas atuantes junto à face do talude devido à inversão no efeito de arco de tensões. No entanto, voltando-se o olhar para a estabilidade do talude ou encosta, verifica-se, no que diz respeito ao fluxo e umidade do solo, que nas formas côncavas ocorre, na zona saturada, o aumento da tensão normal do fluido percolante junto à face do talude e, na zona não saturada, além de favorecida a preservação da umidade contra efeitos evaporativos, também pode ser ampliado o potencial de infiltração de águas pluviais, intervindo, assim, de modo diferenciado em relação à forma convexa no que diz respeito às variações de sucção e de comportamento mecânico do maciço conforme mostraram Camapum de Carvalho *et al.* (2007).

No manto saturado, por motivos similares, mas agora realçando-se a importância da concavidade e da convexidade em planta, em função da maior importância do efeito gravitacional sobre o fluxo, tem-se, devido ao menor rebaixamento no nível d'água freático, a presença de pressões neutras mais elevadas junto aos taludes côncavos do que nos convexos. Com isso, nas formas côncavas, têm-se maiores pressões neutras na zona saturada junto aos taludes e maior concentração de umidade e perda de sucção no interior do maciço e, por consequência, maior risco de ruptura e desencadeamento de processos erosivos. Também, nessa forma em planta, têm-se maiores gradientes junto ao sopé do talude, o que favorece a processos de erosão interna e solapamento da base dos taludes. Na Figura 9 (a) e na Figura 9 (b), são apresentados os croquis, que permitem uma melhor visualização do exposto.

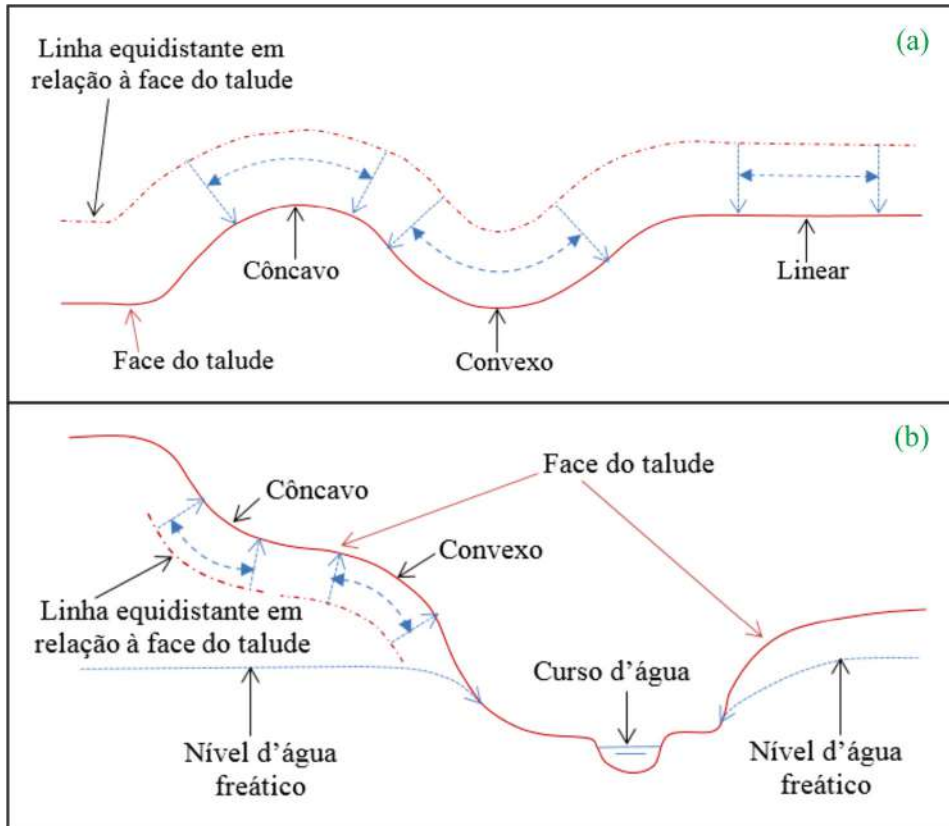


Figura 9 – Fluxo no maciço: (a) ampliação, redução e manutenção da área de fluxo ao adentrar no maciço, respectivamente, em formas côncava, convexa e linear em planta; (b) ampliação e redução da área de fluxo ao adentrar no maciço respectivamente em formas côncava e convexa e maior rebaixamento da linha freática na forma convexa em planta que na forma côncava em planta (Jesus, 2013)

Toda essa reflexão a respeito da influência da forma do relevo sobre o modo como ocorre o fluxo nos meios saturado e não saturado e sua interferência na distribuição da umidade e nível d'água freático no maciço, impactando no comportamento hidromecânico do solo e em fenômenos como o desencadeamento e a evolução dos processos erosivos, requer, no entanto, ser complementada pela análise da influência que exerce a forma do relevo na atuação das tensões geostáticas no maciço.

Usando-se as mesmas conformações geométricas apresentadas na Figura 9 (a) e na Figura 9 (b), é mostrado, na Figura 10 (a), em planta, e na Figura 10 (b), em perfil, o que ocorre em termos das tensões geostáticas ao alterar-se a forma do relevo.

Na forma côncava, em planta, tem-se uma concentração das tensões à medida que se aproxima do talude, o que amplia a resistência do solo. Já na forma convexa ocorre um

relaxamento dessas tensões, contribuindo para a perda de resistência do solo. No seguimento linear, ela se mantém inalterada ao longo do maciço. Se considerado o perfil, os efeitos serão similares. Com isso, tem-se que a influência da propagação das tensões no comportamento hidromecânico do maciço, assim como em fenômenos como o processo erosivo, tanto no seu desencadeamento como na sua evolução, é oposta ao que se verificava quanto ao fluxo. Por consequência, o desequilíbrio, gerando rupturas e processos erosivos, ocorrerá no ponto crítico oriundo do balanço entre as duas componentes de influência que se contrapõem, o fluxo e o estado de tensão. Fatores como a natureza e estrutura do solo e o próprio nível de curvatura nas formas côncavas e convexas interferirão na definição do ponto crítico. Destaca-se que, não raramente, o ponto crítico situa-se em posição intermediária, ou seja, fugindo um pouco do ponto de raio mínimo das formas geométricas. A esses efeitos da geomorfologia de superfície se soma a geomorfologia de subsuperfície, que pode interferir nas condições de fluxo.

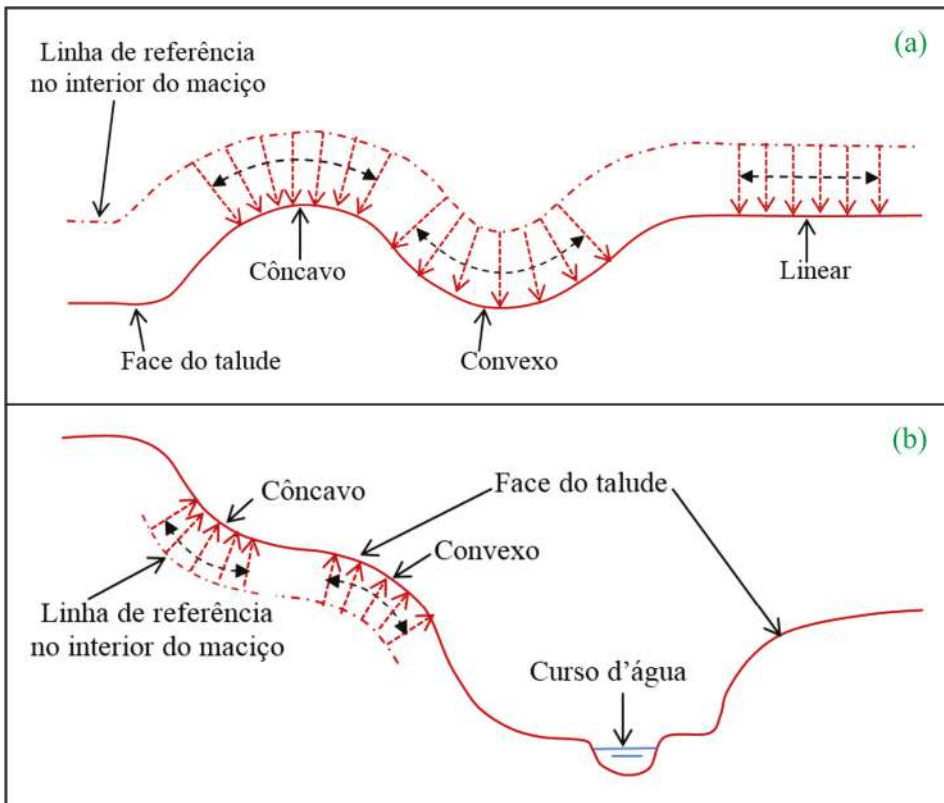


Figura 10 – Concentração de tensões geostáticas no maciço: (a) concentração, alívio e manutenção das tensões respectivamente nas formas côncava, convexa e linear em planta; (b) concentração e alívio das tensões respectivamente nas formas côncava, convexa em perfil (Jesus, 2013)

Segundo Jesus (2013), em Anápolis, essa dinâmica dos fluxos e tensões pode ser utilizada na explicação da evolução dos processos erosivos com ênfase em morfologias côncavas, tal como o observado nas cabeceiras de drenagem. As cabeceiras de drenagem são muito afetadas nessa área por processo de voçorocamento. Também existem voçorocas situadas em vertente com o terço superior ligeiramente concavizado e a porção a jusante suavemente convexa. Nesse caso, embora com maior dispersão do fluxo d'água, o maciço mais desidratado induziria, durante o processo de infiltração das águas pluviais, a pressões na fase ar, que ultrapassam a coesão do solo, favorecendo a erosão.

Portanto, com base no exposto, tem-se que a morfologia do relevo assume grande importância no estudo e na definição de propriedades e comportamento dos solos não saturados.

4.4 Orientação

Luiz (2012) destaca a importância de se considerar a exposição e a orientação das vertentes e as características climáticas que comandam a oferta e a demanda de umidade na interface solo/atmosfera, principalmente, quando se consideram os fluxos a partir do ganho e da perda de temperatura e umidade no solo. Essa autora verificou, para a cidade de Goiânia, que as temperaturas mais elevadas na superfície ocorrem, principalmente, nas vertentes orientadas para norte, nordeste, noroeste e leste e, com menor expressão, em ordem decrescente, nas vertentes voltadas para sudeste, oeste, sul e sudoeste. Todavia, é importante destacar a influência da cobertura do solo na constatação de Luiz (2012).

Vale destacar a orientação das vertentes como atributo do relevo que pode favorecer a ocorrência de alterações nas propriedades físico-químicas do maciço, conforme observado por Lima (2003) ao estudar ravinas e voçorocas do Distrito Federal. Vertentes que recebem o sol da manhã não possuem um ganho calorífico significativo ao longo do ano; todavia, se apresentarem altas declividades, isso pode favorecer a um acúmulo de energia, elevando a temperatura da superfície durante o ano e atuando no fluxo não saturado. As vertentes que recebem a radiação solar no período da tarde possuem um acentuado ganho calorífico durante o ano gerando, portanto, maior impacto no fluxo e comportamento dos maciços em estado não saturado (Luiz, 2012).

Em geral, a degradação do maciço é mais relevante nas superfícies que recebem o sol da tarde e/ou naquelas que recebem o sol o dia todo, isso porque ocorre um gradiente térmico entre o dia e a noite. Esse gradiente promove a desidratação do solo superficial, podendo acarretar em trincas de contração que, contrariamente à influência da melhoria do comportamento mecânico do solo em consequência do aumento da sucção, podem refletir de forma negativa no interior do maciço, instabilizando-o (Jesus, 2013).

Embora se tenha discutido apenas a importância da orientação do relevo em relação à insolação e seus reflexos na umidade do solo, ela assume, também, relevância em relação às direções predominantes dos ventos, pois estes constituem-se em forma de energia que intervém na interação e, por consequência, no equilíbrio solo-atmosfera e ambos, devido aos processos de alteração pelos quais passou o solo e à maior ou menor capacidade

de retenção de água do maciço, terminam intervindo na cobertura vegetal, que, por sua vez, também impacta no equilíbrio hídrico do maciço. As discussões desenvolvidas ao longo desse item tratando do relevo em geral se aplicam diretamente aos taludes de cortes e aterros construídos nas obras viárias.

5. ASPECTOS DA COBERTURAL VEGETAL

Conforme se depreende do item anterior, a geomorfologia tanto nos aspectos morfológicos e morfométricos (declividade, altimetria), bem como a orientação do relevo em relação à maior incidência dos raios solares e dos ventos interferem diretamente no equilíbrio de umidade solo-atmosfera e, portanto, na sucção atuante. A maior e a menor disponibilização de água para a vegetação está diretamente associada à sucção, podendo levá-la à exuberância e/ou ao perecimento.

A vegetação, por sua vez, é indutora da maior ou menor retenção da umidade do solo, impactando na sucção atuante. A cobertura vegetal assume grande relevância, colocando em evidência a importância desse item não só pelo seu maior ou menor potencial de sobrevivência quando presente em um talude de corte ou aterro rodoviário, em função da sucção atuante, como também pelo fato de que seu maior ou menor potencial de retenção da umidade no solo aprofundando a frente úmida pode, com a redução da sucção, afetar a estabilidade do maciço.

5.1 A influência da cobertura vegetal natural no estado não saturado dos solos

O Brasil é um país de proporções continentais e seus 8,5 milhões de km² ocupam quase metade da América do Sul, o que lhe proporciona ser incluído em várias zonas climáticas. Essa condição leva à formação de zonas biogeográficas distintas, os chamados biomas, a saber: a Floresta Amazônica, a Mata Atlântica, o Pantanal, o Cerrado, a Caatinga e o Pampa. Essa variedade de biomas reflete a enorme riqueza da flora e da fauna do Brasil, abrigando a maior biodiversidade do planeta. Além da importância para a biodiversidade, a cobertura vegetal também é essencial nas características e na proteção dos recursos hídricos e dos solos.

Diversos autores ressaltam a importância da presença de vegetação nas características e na proteção destes recursos. Bertoni e Lombardi Neto (1990) descrevem como a presença da vegetação em um determinado local atua como impedimento físico à ação dos processos erosivos do solo, já que agrega vários benefícios como: 1) proteção contra o impacto das gotas de chuva; 2) redistribuição da água, interceptando-a e evaporando-a antes de alcançar o solo; 3) auxílio na formação de canalículos no solo devido ao processo de decomposição das raízes aumentando a infiltração de água; 4) melhora, devido ao efeito agregador, da estrutura do solo pelo acréscimo de matéria orgânica, o que aumenta sua capacidade de retenção de água e, 5) diminuição da velocidade de escoamento da enxurrada pelo aumento do atrito na superfície. Arcova *et al.* (2003) vão além e mencionam que as coberturas das diferentes fisionomias possuem estreita relação com o ciclo hidrológico de uma bacia hidrográfica, interferindo no movimento de água em vários compartimentos

do sistema, inclusive nas saídas para a atmosfera e para os rios. Além desses benefícios, Gray e Leiser (1982) acrescentaram, ainda, a importância da evapotranspiração, que retira água do solo, e o papel de agregação e de reforço mecânico e escoramento provocados pelas raízes pivotantes e profundas. Finalmente, Tabalipa e Fiori (2008) também citam a importância da vegetação na agregação do solo pelas raízes, atuando na estabilidade e na preservação de vertentes. Sendo assim, modificações artificiais e naturais na cobertura vegetal podem produzir os mais variados impactos no meio ambiente, incluindo a umidade de equilíbrio ao longo do maciço. Tem-se ainda, com fundamento nesses aspectos realçados, que os taludes de cortes e aterro implantados nas obras viárias terão sua estabilidade e perenidade, quando for o caso de taludes vegetados, diretamente associadas à cobertura vegetal implantada.

É sabido que a capacidade da água em infiltrar e evaporar vai depender da cobertura vegetal, da umidade e das características físicas do solo, assim, a penetração vai depender da precipitação que chega ali e da sua capacidade de infiltrar ou escoar superficialmente (Tucci e Clark 1997). Adicionalmente, esses autores apontam que a água que infiltra pode percolar para o aquífero ou gerar um escoamento subsuperficial ao longo dos canais internos do solo até a superfície ou um curso d'água, enquanto o escoamento superficial flui para os canais fluviais, que constituem a drenagem principal das bacias hidrográficas. Nesse contexto, tem-se, então, que a cobertura vegetal exerce grande influência na quantidade de umidade presente no solo, cabendo, aqui, um parêntese para salientar que, enquanto, na cobertura vegetal, ocorrem interações de troca entre o solo e a atmosfera, nas formas de cobertura impermeáveis, como as asfálticas e cerâmicas, essa troca não ocorre, tendendo a dar lugar a uma maior concentração da umidade impedida de partir para a atmosfera, o que, muitas vezes, leva ao comprometimento do comportamento mecânico do maciço, podendo afetar o desempenho das estruturas de pavimento.

Para exemplificar a importância da cobertura vegetal, será introduzida uma breve discussão sobre o bioma Cerrado. Nesse bioma, encontram-se vários tipos de fitofisionomias, resultantes da umidade e minerais no solo, da topografia e do clima. Ribeiro e Walter (2008) citam onze tipos de fitofisionomias para o bioma, divididos em: formações florestais (Mata Ciliar, Mata de Galeria, Mata Seca e Cerradão), savânicas (Cerrado sentido restrito, Parque de Cerrado, Palmeiral e Vereda) e campestres (Campo Sujo, Campo Limpo e Campo Rupestre). A nomenclatura dessas fitofisionomias é baseada na estrutura, ou seja, na disposição, na organização e no arranjo dos indivíduos na comunidade tanto em altura (estrutura vertical) quanto em densidade (estrutura horizontal). Além disso, outros sistemas de classificação da paisagem desses ambientes podem diferenciar as fitofisionomias pelos critérios de consistência e tamanho das folhas (Eiten, 1979), além da arquitetura das raízes.

No caso do bioma Cerrado, espécies arbóreas savânicas investem mais em biomassa de raízes do que as florestais (Hoffmann e Franco, 2003). De fato, as espécies arbóreas savânicas frequentemente têm rápido crescimento radicular em profundidade, atingindo cerca de 50 cm em menos de 10 meses (Palhares e Silveira, 2007). Raízes de árvores adultas do Cerrado, no sentido restrito, podem atingir profundidades maiores que 8 m e captar água, horizontalmente, a mais de 12 m de profundidade (Palhares *et al.*, 2010). Rawits-

cher, em 1948, já havia pontuado que raízes de algumas espécies arbóreas das fitofisionomias savânicas do bioma Cerrado podem atingir até mesmo 18 m de profundidade. Nesses casos, como são extensas e crescem para baixo, as raízes ajudam na descompactação do solo e atuam como redutores da velocidade do fluxo superficial, aumentando, assim, a capacidade de infiltração da água nos solos.

Além disso, a vegetação retém parte da água em folhas, flores e galhos, fazendo-a chegar ao solo suavemente, sem causar erosão e minimizando a ampliação do escoamento superficial que se originaria com a maior concentração de água na superfície do solo. Assim, ao retirar a cobertura vegetal de uma área, a água, que, antes, era retida pela parte aérea e absorvida pelas raízes das árvores para abastecimento dos lençóis d'água, escoava superficialmente, causando erosão e se acumula nas partes mais baixas do terreno, acarretando problemas como enxurradas alagamentos, enchentes e inundações (Oliveira *et al.*, 2012). Tanto a erosão como o maior umedecimento das bases dos taludes favorecem suas instabilizações. Adicionalmente, as copas das árvores das formações florestais são mais altas e amplas do que as das savânicas, sendo que essa diferença na maior proporção na razão sistema radicular/parte aérea já é evidente no início do desenvolvimento das plântulas, conforme afirmam Hoffmann e Franco (2003). Além disso, espécies savânicas também tendem a ter menor área foliar quando comparadas às espécies florestais. Sendo assim, quando a água da chuva alcança a superfície do solo nos sistemas florestais, esta chega com força e velocidade relativamente menores quando comparada com as formações savânicas.

Geralmente, a capacidade de infiltração de solos sob florestas é alta (Pritchett 1979), produzindo pequena quantidade de escoamento superficial (Tucci e Clark 1997). Além dos fatores citados, Martins (1976) adiciona que a decomposição da matéria orgânica depositada no solo beneficia a ação escavadora de insetos e animais que são elementos favorecedores da infiltração. O acúmulo da matéria orgânica traz outras vantagens, como grande participação na estrutura do solo através da deformação e estabilização dos agregados e da rede de poros, que atuam aumentando a taxa de infiltração e retenção de água no perfil do solo, e de trocas gasosas (CO_2 , O_2), que seguramente, influenciarão o desenvolvimento radicular das plantas (Vilarinho *et al.*, 2013).

A rigor, a cobertura vegetal é a melhor proteção contra o escoamento superficial de água. Por outro lado, o desmatamento pode propiciar a movimentação coletiva de solo, como afirma Guidicini Nieble (1983). Em terreno sem vegetação, o impacto da gota de chuva faz o solo se desprender com facilidade e ser transportado pela água e permite que os ciclos de molhagem e secagem promovam, especialmente em solos tropicais, a compactação do solo, dificultando ainda mais a infiltração e potencializando o fluxo superficial (Momoli *et al.*, 2017). No Brasil, escorregamentos de encostas constituem grande preocupação, já que o uso e a ocupação urbana do solo sem o adequado planejamento têm ocorrido sem a apropriada consideração das condicionantes geotécnicas, o que vem acarretando inúmeros desastres ambientais e sociais. Segundo Tabalipa e Fiori (2008), a estabilidade de uma encosta, em seu estado natural, é condicionada, simultaneamente, por três fatores principais: características geométricas, características geológicas e ambiente fisiográfico, no qual se insere o clima, a cobertura vegetal, as drenagens naturais, entre

outros. Para esses autores, o desmatamento gera uma sequência de efeitos que diminuem o coeficiente de segurança da encosta, pois: a) interrompe a proteção realizada pelas partes aéreas das florestas, b) reduz os efeitos mecânicos do sistema radicular por deterioração dos tecidos vegetais e c) faz com que os efeitos climáticos atuem diretamente sobre o solo. Vargas (1999) salienta que, apesar de não haver dúvidas de evidências de o desmatamento coincidir com escorregamentos generalizados de encostas, há, também, casos de grandes escorregamentos em regiões cobertas por florestas deflagrados por chuvas violentas. Outros fatores, como mudanças nos microclimas e na qualidade da água da chuva, devem ser considerados quando se avaliam as alterações na estabilidade das encostas e taludes artificiais.

Concluindo, diferentes tipos de fisionomias ou vegetação são responsáveis por maior ou menor capacidade de infiltração de água no solo. Entretanto, escassos estudos são conduzidos no contexto específico das paisagens florestais, savânicas ou mesmo campestres do bioma Cerrado e de outros biomas. Importante é, ainda, conhecer a contribuição individual de cada uma das espécies vegetais presentes nessas paisagens e que devem ser avaliadas no impacto no que diz respeito às suas características individuais, como raízes, caule, folhas, crescimento (copa), capacidade de retenção de umidade no solo e da cobertura que proporcionará.

Há evidências de que a maioria da grande extensão de pastagens naturais e plantadas no bioma do Cerrado se apresenta degradada ou em processo de degradação. Assim, segundo Araújo *et al.* (2007), é razoável prever impactos significativos no fluxo e na qualidade dos recursos hídricos tanto pela ação erosiva das enxurradas quanto pelo assoreamento e pela poluição dos reservatórios hídricos, resultantes da deposição dos sedimentos carreados pela enxurrada. Essas discussões mostram a necessidade de se levar em conta o uso e a ocupação do solo, bem como seus impactos e as modificações da cobertura, pois, aliados a elas, ocorrem alterações no potencial de infiltração e de retenção de água no maciço, impactando diretamente na sucção e no comportamento hidromecânico do solo. A título de exemplo, a análise da estabilidade de um talude não saturado requer que se leve em consideração que tipo de cobertura ele terá ao longo do tempo, pois os níveis de sucção/capilaridade considerados podem ser amplamente alterados em função da cobertura imposta ao maciço.

5.2 A influência do uso do solo no estado não saturado dos solos

A acelerada degradação do solo sob exploração agrícola no mundo, sobretudo nos países tropicais em desenvolvimento, despertou, nas últimas décadas, a preocupação com os processos de restauração e recomposição dessas áreas. Por motivos paisagísticos e ligados à segurança, assume também grande relevância a implantação de vegetação em taludes de cortes e aterros provenientes das construções viárias.

No Cerrado, apesar de sua importância biológica, a degradação já atinge 46%, sendo a maior classe de uso antrópico a pastagem plantada (29,5%), seguida pela agricultura anual (8,5%) e perene (3,1%) (Brasil, 2015). Assad e Pinto (2008) destacam que milhões de hectares no bioma estão com solos degradados química (nutrientes) e física-

mente (voçorocas), tendo por consequência, dentre outros, a alteração da fauna do solo. Muitos desses problemas são decorrentes do processo de abertura e preparo para plantio dessas áreas. A abertura acontece, na maioria das vezes, por meio de correntões presos em tratores provocando a derrubada da vegetação nativa para produzir carvão. Em seguida à derrubada, previamente ao plantio, acontece a preparação do solo, geralmente, por meio da aragem, correção para determinado plantio e gradeamento. Durante o processo de desmatamento e preparação, o solo tem sua estrutura original destruída e exposta, principalmente, aos impactos da chuva (Kato, 2001), além da possível perda de carbono do solo, associada a sistemas produtivos degradadores, como as monoculturas em sistemas convencionais (Coorbset *et al.*, 2006). Aliado a isso, os insumos agrícolas podem desestabilizar a estrutura do solo contribuindo para a ampliação do processo de erosão laminar e para a redução da capacidade de infiltração do maciço (Oliveira *et al.*, 2012; Pérez 2018).

Assim, alterações da capacidade de suporte natural de um determinado ambiente podem prejudicar ou mesmo destruir a capacidade da vegetação de prestar os serviços ecossistêmicos intrínsecos a ela. Por exemplo, Berglund *et al.* (1981) analisaram a velocidade de infiltração da água em solos de regiões semiáridas no Marrocos sob diferentes tipos de manejo: pastoreio intensivo, pastoreio moderado e florestamento com *Pinus halepensis* com 15 anos de idade. Como resultados, os autores observaram valores 4 a 5 vezes maiores de infiltração de água no solo na parcela florestada com *Pinus*.

Karshon e Heth (1967) estudaram o balanço hídrico de um plantio de *Eucalyptus camaldulensis*, dos 9 aos 12 anos de idade, em local de baixa pluviosidade de Israel, e compararam com uma parcela adjacente contendo vegetação herbácea nativa. Os resultados apresentaram valores anuais médios de evapotranspiração de 466 mm e 322 mm para o eucalipto e a vegetação herbácea, respectivamente. Entretanto, as perdas de água por escoamento superficial foram de 237 mm a mais na parcela de vegetação herbácea do que na parcela de eucalipto. Dessa maneira, para os autores, naquela região, as plantações de eucaliptos não causaram efeitos prejudiciais sobre os recursos hídricos, inclusive armazenando maior quantidade de água no solo naquelas condições.

Em contraste, Bertol *et al.* (2001) verificaram, no bioma Cerrado, redução de infiltração de água no solo sob pastagens compactadas pelo pisoteio animal em relação ao solo com vegetação natural, atribuindo essa redução ao aumento da densidade e diminuição da macroporosidade do solo. Destaca-se, porém, que, muitas vezes, essa redução de porosidade atribuída ao pisoteio se dá pela atuação dos ciclos de molhagem e secagem do solo desagregado devido ao uso de técnicas de manejo inapropriadas. Estudos como os de Araújo *et al.* (2007) e Bono *et al.* (2012) também verificaram taxa de infiltração maior no solo com vegetação nativa de Cerrado sentido restrito em relação a outros sistemas de manejo adotados.

Giongo e Ferreira (2015) apontam que a conversão da vegetação nativa de Cerrado em cana-de-açúcar, culturas anuais, pastagem ou eucalipto tem sério efeito no comportamento das variáveis biofísicas, como albedo da superfície, temperatura da superfície, índice de vegetação EVI e evapotranspiração, resultando em impactos de ordem ambiental e social para esse bioma.

Nesse contexto, são necessárias ações que possam contribuir para o retorno dos serviços ecossistêmicos nessas áreas e minimizar ou mesmo cessar os processos de degradação. Trabalhos que tratam dessas questões são ainda bastante escassos no Brasil, principalmente em se tratando do bioma Cerrado. Resumindo, pode-se esperar que ações bem executadas possam contribuir para a maior infiltração de água e um menor escoamento superficial, permitindo, assim, segundo Poggiani (1982), uma vazão mais regular nos cursos d'água e fornecimento prolongado de água de melhor qualidade. Como discutido anteriormente, a contribuição individual de cada espécie vegetal influi na capacidade de captação e retenção de água no ambiente. Assim, essa escolha deve ser considerada no processo de restabelecimento da cobertura vegetal, no que diz respeito às características individuais, como raízes, caule, folhas, crescimento e além da cobertura que proporcionará.

Vê-se, desse modo, que, o método utilizado para restabelecimento da cobertura vegetal impacta na infiltração e na capacidade de retenção de água dos maciços, sendo relevante no estudo das propriedades e comportamento dos solos não saturados. Por vezes, geotecnicamente, associam-se essas modificações apenas a questões relacionadas à estabilidade de taludes e encostas. No entanto, é importante lembrar que elas vão intervir, também, na umidade de equilíbrio das estruturas de pavimentos urbanos, rodoviários, aeroportuários e ferroviários.

6. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Este capítulo apresentou, ao longo do texto, elementos que colocam em destaque os reflexos da geologia, da hidrogeologia, da geomorfologia e da cobertura vegetal no estado de saturação do solo. Esses fatores intervenientes no estado hídrico do solo colocam em evidência a importância de se considerarem os conhecimentos multidisciplinares em estudos, projetos e execução de obras envolvendo solos não saturados.

Tais estudos e projetos devem vislumbrar análises integradas do meio físico para o entendimento dos solos não saturados no que concerne a sua dinâmica temporal e espacial. A Figura 11 ilustra rupturas de encosta no estado do Rio de Janeiro em condições geomorfológicas de relevo íngreme relacionado à resistência geológica que dá origem a um manto de alteração pouco espesso, em que o uso e cobertura do solo impactam no equilíbrio hídrico dos maciços, intervindo, conforme discutido neste capítulo, nas propriedades e no comportamento dos solos não saturados. O uso do solo em meio urbano e rural termina intervindo na química do meio solo-água e, por consequência, não só nas propriedades dos solos como no equilíbrio hídrico como um todo.

A introdução de elementos e compostos químicos no solo, além de afetar a biota nele presente e de alterar as propriedades da água, interfere nas propriedades dos minerais, podendo gerar alterações no maciço e nos preenchimentos das trincas e falhas e, assim, na própria geologia e hidrogeologia, impactando, igualmente, na condição de saturação do solo. Tem-se, ainda, que as ações antrópicas sobre esse substrato do meio físico por meio de usos diversos, tais como o urbano e o rural, acarretam mudanças nas condições de drenagem, que levam, muitas vezes, à ruptura do equilíbrio natural do meio.



Figura 11 – Vista panorâmica de rupturas de encosta na cidade de Nova Friburgo - RJ (Ana Luiza Coelho Netto)

REFERÊNCIAS

- ARAÚJO, R.; GOEDERT, W.J. & LACERDA, M.P.C. (2007). Qualidade de um solo sob diferentes usos e sob Cerrado nativo. *Revista Brasileira de Ciência do Solo*, 31: 1099-1108.
- ARCOVA, F.C.S.; CICCIO, V. & ROCHA, P.A.B. (2003). Precipitação efetiva e interceptação das chuvas por floresta de Mata Atlântica em uma microbacia experimental em Cunha - São Paulo. *Revista Árvore*, 27: 257-262.
- ASSAD, E.D. & PINTO, H.S. (2008). *Aquecimento global e a nova geografia da produção agrícola no Brasil*. São Paulo: Embrapa. 84 p.
- ASSTEERAWALT, A. (2008). *Flow and transport modelling of fractured aquifers based on a geostatistical approach*. PhD Thesis. Institut für Wasserbau der Universität Stuttgart, 176 p.

AYOADE, J.O. (1991). Introdução à climatologia para os trópicos. Bertrand Brasil, Rio de Janeiro, 332 p.

BEAR, J. (1972). Dynamics of fluids in porous media. Elsevier, New York, 764 p.

BEAR, J. ; TSANG, C.F. & DE MARSILY G. (1993) Flow and contaminant transport in fractured rock. Academic Press Inc. San Diego, 562 pp.

BEAVIS, F.C. (1985). Engineering Geology. Blackwell Scientific Publications, Victoria, Australia, 231p

BERGLUND, E.R.; AHYOUD, A. & TAYAA, M. (1981). Comparison of soil and infiltration properties of range and afforested sites in Northern Marocco. Forest Ecology and Management, Amsterdam, 3: 295-306.

BERKOWITZ, B. (2002). Characterizing flow and transport in fractured geological media: A Review. Advances in Water Resources, 25(8-12): 861-884.

BERTOL, I.; BEUTLER, J.F.; LEITE, D. & BATISTELA, O. (2001). Propriedades físicas de um Cambissolo Húmico afetadas pelo tipo de manejo do solo. Scientia Agricola, 58: 555-560.

BERTONI, J. & LOMBARDI NETO, F. (1990). Conservação do solo. Ícone, São Paulo, 355 p.

BONO, J.A.M.; MACEDO, M.C.M.; TORMENA, C.A.; NANNI, M.R.; GOMES, E.P. & MÜLLER, M.M.L. (2012). Infiltração de água no solo em um latossolo vermelho da região sudeste dos Cerrados com diferentes sistemas de uso e manejo. Revista Brasileira da Ciência do Solo, 36: 1845-1853.

BRASIL. Ministério do Meio Ambiente. (2015). Mapeamento do uso e cobertura da terra do cerrado. Brasília: Terraclass, 2 ed., 67 p.

CAMPAPUM DE CARVALHO, J. & GITIRANA JR., G.P.N. (2021). Unsaturated soils in the context of tropical soils. In: *Soils and Rocks*, 44(3).

CAMPAPUM DE CARVALHO, J.; GONZÁLES, Y.V.; SANTOS, M.A.A. & GITIRANA JR., G.F.N. (2007). Estabilidad de un talud cóncavo considerando condiciones en 3D. XIII Conferencia Panamericana de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica, 2007, Isla de Margarita, pp. 988-993.

COELHO NETTO, A.L. (2007). Hidrologia de encosta na interface com a geomorfologia GUERRA, A.J.T. & CUNHA, S. B. da. Geomorfologia: uma atualização de bases e conceitos. 3. ed. Bertrand Brasil, Rio de Janeiro, pp. 93-148.

CORBEELS, M.; SCOPEL, E.; CARDOSO, A.; BERNOUX, M.; DOUZET, J.M. & SIQUEIRA NETO, M. (2006). Soil carbono storage potencial of direct seeding mulch-based cropping systems in the Cerrados of Brazil. *Global Change Biology*, 12: 1773-1787.

EITEN, G. (1979). Formas fisionômicas do Cerrado. *Revista Brasileira de Botânica*, 2: 139-148.

FÁCIO, J.A. (1991). Proposição de uma metodologia de estudo da erodibilidade dos solos do Distrito Federal. Dissertação de Mestrado em Geotecnia, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, 107 p.

GIONGO, P.R. & FERREIRA, M.E. (2015). Impacto nas variáveis biofísicas em ambientes submetidos à mudanças na cobertura e uso do solo no bioma Cerrado. XVII Simpósio Brasileiro de Sensoriamento Remoto, João Pessoa, pp. 6.140-6.147.

GRAY, G.L. & LEISER, A.J. (1982). Role of vegetation in stability and protection of slopes. *Biotechnical slope protection and erosion control*. Van Nostrand Reinhold Company, New York, pp. 37-65.

GUIDICINI, G. & NIEBLE, C.M. (1983). Estabilidade de taludes naturais e de escavação. Blücher, São Paulo, 196 p.

HOFFMANN, W.A. & FRANCO, A.C. (2003). Comparative growth analysis of tropical forest and savana woody plants using phylogenetically-independent contrast. *Journal of Ecology*, 91: 475-484.

JESUS, A.S. (2013). Investigação Multidisciplinar de Processos Erosivos Lineares: Estudo de Caso da Cidade de Anápolis - GO. Tese de Doutorado em Geotecnia. Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Brasília, 340 p.

JING, L. & STEPHANSSON, O. (2007a). Discrete Fracture Network (DFN) Method. *Developments in Geotechnical Engineering*, (85) : 365-398.

JING, L. & STEPHANSSON, O. (2007b). Constitutive Models of Rock Fractures and Rock Masses - The Basics. *Developments in Geotechnical Engineering*, (85): 47-109.

KARMANN, I. (2000). Ciclo da Água: água subterrânea e sua ação geológica. In: TEIXEIRA, W.; TOLEDO, M.C.M. FARICHILD, T.R.; & TAIOLI, F.(orgs.). *Decifrando a Terra*. 1. ed. Oficina de Textos. São Paulo, pp. 113-138

KARSCHON, E. & HETH, D. (1967). The water balance of a plantation of *Eucalyptus camaldulensis* Dehn. *Contributions of Eucalypts in Israel*, 3: 7-34.

KATO, E. (2001). Efeito da queimada na estabilidade de agregados, na resistência ao selamento superficial e na taxa de infiltração de água em solos de cerrado. Tese de Doutorado, Universidade de Brasília, Brasília, 58p.

KULATILAKE, P.H.S.W. & PANDA, B. (2000). Effect of block size and joint geometry on jointed rock hydraulics and REV. *Journal of Engineering Mechanics*, 126(8): 850-858.

LIMA, M.C. (2003). Degradação físico-química e mineralógica de maciços junto às voçorocas. Brasília: Tese de Doutorado, em Geotecnia, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, FT, Brasília, 336 p.

LIMA, M.R.C. (2018). Estudo de técnicas alternativas para monitoramento ótico de tensões, deformações e temperatura em obras de engenharia. Brasília: Tese de Doutorado G.TD - 145/2018, Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Universidade de Brasília, 169 p. <https://www.geotecnia.unb.br/index.php/pt/producao-academica/teses-e-dissertacoes>

LONG, J.C.S. ; REMER, J.S. ; WILSON, C.R & WITHERSPOON, P.A. (1982). Porous media equivalents for networks of discontinuous fractures. *Water Resources Research*, 18(3): 645-658.

LUIZ, G.C. (2012). Influência da Relação Solo-Atmosfera no Comportamento Hidromecânico de Solos Tropicais Não Saturados: Estudo de Caso - Município de Goiânia-GO. Tese de Doutorado em Geotecnia, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Brasília, 246 p.

MACIEL FILHO, C.L. (2008). Introdução à Geologia de Engenharia. 3a. ed. Ed. da UFSM, Santa Maria, 310 p.

MAGALHÃES, F.S. & CELLA, P.R.C. (1998). Estrutura dos Maciços Rochosos. OLIVEIRA, A.M.S. & BRITO, S.N.A. (ed.), *Geologia de Engenharia*. São Paulo. Associação Brasileira de Geologia de Engenharia, pp. 39-55.

MARTINS, J.A. (1976). Infiltração. PINTO, N.L.S.; HOLTZ, A.C.T.; MARTINS, J.A. & GOMIDE, F.L.S. (ed.), *Hidrologia básica*. Edgar Blücher, São Paulo, pp.44-45.

MIN, K.; JING, L. & STEPHANSSON, O. (2004). Fracture system characterization and evaluation of the equivalent permeability tensor of fractured rock masses using a stochastic REV approach. *Hydrogeology Journal*, 12(5): 497-510.

MOLINERO, J. (2001). Testing and validation of numerical models of groundwater flow, solute transport and chemical reactions in fractured granites: A quantitative study of the hydrogeological and hydrochemical impact produced. ENRESA, *Publicaciones Técnicas de la Universidad De La Coruña*, Madrid. 253 p.

MOMOLI, R.S., CAMAPUM DE CARVALHO, J., COOPER, M. (2017). Erosão hídrica em solos cultivados. In *Erosão em Borda de Reservatório*. Goiânia: Universidade Federal de Goiás, pp. 369-397. <https://gecon.eec.ufg.br/p/18785-publicacoes>

NEUMAN S.P. & DEPNER J.S. (1988). Use of variable-scale pressure test data to estimate the log hydraulic conductivity and dispersivity of fractured granites near Oracle, Arizona. *Journal of Hydrology*, 102: 475-501.

NEUMAN, S.P. (2005). Trends, prospects and challenges in quantifying flow and transport through fractured rocks. *Hydrogeology Journal*, 13(1): 124-147.

OLIVEIRA, M.C.; FAGG, C.W.; CARVALHO, J.C. & CORREIA, C.R.M.A. (2012). Queimadas, práticas agrícolas, recuperação de áreas degradadas e a infiltração no Cerrado. CARVALHO, J.C.; GITIRANA JÚNIOR, G.F.N. & CARVALHO, E.T.L. (orgs.), *Tópicos sobre infiltração: teoria e prática aplicadas a solos tropicais*. Faculdade de Tecnologia, Brasília, p. 207-234.

PALHARES, D.; FRANCO, A.C. & ZAIDAN, L.B.P. (2010). Respostas fotossintéticas de plantas de cerrado nas estações seca e chuvosa. *Revista Brasileira de Biociência*, 8: 213-220.

PALHARES, D. & SILVEIRA, C.E.S. (2007). Aspectos morfológicos de plantas jovens de *Brosimum gaudichaudii* produzidas em condições alternativas de cultivo. *Revista Brasileira de Plantas Mediciniais*, 9: 93-96.

PANDA, B. & KULATILAKE, P. (1996). Effect of block size on the hydraulic properties of jointed rock through numerical simulation. *Rock Mechanics: Tools and techniques*. 2nd North American Rock Mechanics Symp, NARMS 96, Montreal, Canada, pp. 1969-1976.

PÉREZ, A.C. (2018). Influência de insumos agrícolas em propriedades físicas de solos tropicais. Brasília: Dissertação de Mestrado G.DM – 298/2018, Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Universidade de Brasília, 103 p. <https://www.geotecnia.unb.br/index.php/pt/producao-academica/teses-e-dissertacoes>

POGGIANI, F. (1982). *O reflorestamento no nordeste Brasileiro: consequências ecológicas*.

PRESS, F.; SIEVER, R.; GROTZINGER, J. & JORDAN, T.H. (2006). *Para Entender a Terra*. Tradução: Menegat, R. *et al.* 4a. ed. Bookman, Porto Alegre, 656p.

PRITCHETT, W.L. (1979). *Properties and management of forest soils*. John Wiley, New York, 500 p.

RAWITSCHER, F. (1948). The water economy of the vegetation of the campos cerrados in southern Brazil. *Journal of Ecology*, 36: 237-268.

RIBEIRO, J.F. & WALTER, B.M.T. (2008). As principais fitofisionomias do bioma Cerrado. In: SANO, S. M., ALMEIDA, S. P. & RIBEIRO, J. F. (eds.), *Cerrado: ecologia e flora*. Embrapa Informação e Tecnologia, Brasília, pp. 151-212.

SENAHA, S.C.F. (2019). A quartzilização em perfis de intemperismo tropical. Brasília: Dissertação de Mestrado G.DM. – 332/2019, Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Universidade de Brasília, 159 p.

SERRA JUNIOR, E. & OJIMA, L.M. (1998). Caracterização e classificação de maciços rochosos. OLIVEIRA, A.M.S. & BRITO, S.N.A. (ed.), *Geologia de Engenharia*. ABGE, São Paulo, pp. 211-226.

SILVA, M.E. & MACHADO, R. (2009). Deformações de rochas: estruturas e processos. TEIXEIRA, W. *et al.* *Decifrando a Terra*. 2a. ed. Companhia Editora Nacional, São Paulo, pp. 420-445.

SILVA, A.S. (2011). Solos Urbanos. GUERRA, A.T. *Geomorfologia Urbana*. Bertrand Brasil, Rio de Janeiro, pp. 43-69.

TABALIPA, N.L. & FIORI, A.P. (2008). Influência da vegetação na estabilidade de taludes na bacia do Rio Ligeiro (PR). *Geociência*, 27: 387-399.

TOLEDO, M.C.M.; OLIVEIRA, S.M.B. & MELFI, A.J. (2009). Da rocha ao solo: intemperismo e pedogênese. TEIXEIRA, W.; FARICHILD, T.R.; TOLEDO, M.C.M. & São Paulo. TAIOLI, F.(orgs.), *Decifrando a Terra*. 2. ed. Companhia Editora Nacional, São Paulo, pp. 186-209.

TUCCI, C.E.M. & CLARK, R.T. (1997). Impacto das mudanças da cobertura vegetal no escoamento: revisão. *Revista Brasileira de Recursos Hídricos*, 2: 135-152.

VARGAS, M. (1999). Revisão histórico-conceitual dos escorregamentos na Serra do Mar. *Boletim Solos e Rochas (ABMS e ABGE)*, 22: 53-83.

VILARINHO, M.K.C.; KOETZ, M.; SCHLICHTING, A.F.; SILVA, M.C. & BONFIM-SILVA, E.M. (2013). Determinação da taxa de infiltração estável de água em solo de Cerrado nativo. *Revista Brasileira de Agricultura Irrigada*, 7: 17-26.

VOECKLER, H. & ALLEN, D.M. (2012). Estimating regional-scale fractured bedrock hydraulic conductivity using discrete fracture network (DFN) modeling. *Hydrogeology Journal*, 20(6), 1081-1100.

WANG, M. & KULATILAKE, P.H.S.W. (2008). Understanding of hydraulic properties from configurations of stochastically distributed fracture networks. *Hydrological Processes*, 22(8): 1125-1135.

FOSTER, S.; TUINHOF, A.; KEMPER, K.; GARDUNO, H. & NANNI, M. (2003). Characterization of groundwater systems: key concepts and frequent misconceptions. *GW Mate briefing note series*; n°. 2. World Bank, Washington-DC. Disponível em: <<http://documents.worldbank.org/curated/en/2003/01/5161029/characterization-groundwater-systems-key-concepts-frequent-misconceptions>>. Acessado em: 23/09/2015.

Capítulo 7

USO DA CARTOGRAFIA GEOTÉCNICA NA ANÁLISE DE UMIDADE DOS SOLOS

Patrícia de Araújo Romão
Tatiana Diniz Gonçalves
Newton Moreira de Souza

1. INTRODUÇÃO

A cartografia geotécnica, ao disponibilizar informações referentes aos fenômenos associados à superfície terrestre, constitui-se em importante instrumento de planejamento e implantação de obras civis, principalmente na fase de pré-projeto. Dentre os atributos relacionados ao comportamento geotécnico dos solos tropicais, as condições de umidade são passíveis de identificação, reconhecimento e medição em superfície e em subsuperfície, sendo possibilitado assim, o seu mapeamento espacial e temporal.

Nesse contexto, no presente capítulo são abordadas inicialmente, de maneira sucinta, as características pedológicas, geomorfológicas (capítulo 3, capítulo 4 e capítulo 6) e climáticas (capítulo 14), que influenciam as condições de umidade dos solos. Os diversos métodos de reconhecimento, medição e mapeamento da umidade dos solos são discutidos a seguir, principalmente aqueles aplicados a grandes áreas, que em geral fazem uso de tecnologias atuais. Ao final deste capítulo, são apresentados exemplos e sugestões de representação das propriedades em questão, por meio de cartas e mapas geotécnicos e modelos tridimensionais.

2. FATORES ASSOCIADOS À VARIAÇÃO ESPAÇO TEMPORAL DO TEOR DE UMIDADE DOS SOLOS

Conforme já discutido nos capítulos anteriores, as características climáticas das regiões intertropicais no território brasileiro, atuando sobre o arcabouço geológico, associam-se à existência de extensas superfícies aplainadas, compostas por solos de espessuras variadas, com predomínio de espessos mantos de alteração. Assim, nessas regiões predominam em superfície e subsuperfície, solos em condições não saturadas, os quais necessitam ser conhecidos e mapeados.

Essas características podem ser qualificadas e/ou quantificadas a partir de levantamento de campo ou de documentação cartográfica existente, ou a partir de ambos, respei-

tando-se a escala do mapeamento, pois as informações representadas possuem uma generalização cartográfica definida de acordo com essa escala.

Dessa forma, os fatores naturais que condicionam o comportamento hídrico dos solos são listados a seguir, de modo a apontar as características que podem ser mapeadas, quanto à sua variação espaço temporal.

Segundo Dobos e Hengl (2009), foi Dokuchaev, um cientista dos solos russo, que em 1898 foi o primeiro a identificar que o clima, os organismos, o relevo ou a topografia, o material parental e o tempo são os principais fatores na formação dos solos. Jenny (1941) buscou desenvolver os conceitos de Dokuchaev e propôs que esses fatores poderiam servir para estimar características químicas físicas e biológicas do solo em um determinado local onde as propriedades do solo dependem de sua posição geográfica e condições de vizinhança.

2.1 Fatores climáticos

As características climáticas regionais e locais, fundamentais na análise da umidade dos solos devem ser avaliadas e mapeadas, dependendo da extensão, da escala e do recorte temporal do mapeamento. É possível citar, como abordado no capítulo 14, a influência do microclima e/ou das condições climáticas regionais, que geram específicas condições de umidade na interface solo-atmosfera, com variações espaciais e sazonais.

Além disso, no caso específico de solos não saturados, é importante destacar o comportamento hídrico dos solos, por exemplo, após longos períodos de estiagem, no início das primeiras chuvas. Borghetti *et al.* (2007), mencionando fatos similares, observaram em solos arenosos, que o fluxo de água descendente é facilitado quando ocorre o aumento da umidade, pois a tendência do fluxo é a percolação por caminhos mais úmidos.

Nos solos argilosos, no entanto, se por um lado o potencial de retenção de água da superfície das partículas tende a diminuir com o aumento da umidade, facilitando o fluxo subsuperficial, por outro lado, ele contribui para a redução da sucção matricial, o que tende a gerar uma redução nesse fluxo. Outro aspecto relevante diz respeito à possibilidade de oclusão da fase ar, o que também tende a gerar uma obstrução do fluxo. Essa oclusão depende da umidade do solo. Portanto, as variações climáticas, embora outros fatores intervenham, modificam as condições de umidade, de fluxo subsuperficial e de percolação da água através do solo, estabelecendo, por vezes, uma dinâmica favorável à ocorrência de processos como os erosivos e de inundação, os quais não dependem tão somente da quantidade de precipitação, mas também de sua distribuição, associada principalmente à intensidade das chuvas.

Diversas características climáticas podem ser analisadas e mapeadas na interface solo-atmosfera, quanto à relação entre as condições climáticas e a umidade dos solos, nas regiões intertropicais. Tais características que traduzem essa relação na interface são principalmente,

- a) a demanda e a oferta de precipitação;
- b) a temperatura e umidade relativa do ar; e
- c) a direção dos ventos e da radiação solar.

A temperatura do solo e a evapotranspiração são outras importantes propriedades que devem ser levadas em conta, na análise das variações de umidade dos solos (Luiz, 2012).

2.2 Fatores geológicos e pedológicos

A distribuição dos tipos de rochas e solos em superfície e em subsuperfície determina a existência de materiais com diferentes condições de umidade. Esses materiais ocorrem em correspondentes condições físico-químicas, que comandam o movimento de água nos poros, condições essas devidas a sua diversidade mineralógica e química; ao tamanho, forma e ao arranjo das partículas e de seus poros, quanto às micro e macro porosidades (Klein e Libardi, 2002; Castro *et al.*, 2003; Souza *et al.* 2006; Toma *et al.* 2013). Também interferem nessas condições, o grau de intemperismo e a origem dos materiais inconsolidados. Ou ainda, a distribuição e o arranjo das descontinuidades existentes no maciço.

Outras características não menos importantes, e que também interferem na condutividade hidráulica nos solos são abordadas nos outros capítulos mais detalhadamente. Uma delas é a interferência do manejo do solo, modificando, essencialmente, a estrutura do solo. Ainda podem ser citadas aquelas associadas à ocorrência de fenômenos naturais que influenciam a macroestrutura, como é o caso de escavações realizadas pela meso e macrofauna, a decomposição das raízes, além da própria existência de vegetação, modificando a drenagem nos horizontes próximos à superfície.

A investigação direta ou de documentação cartográfica e bibliográfica existente auxilia no reconhecimento da distribuição espacial dos materiais inconsolidados. Pois o mapeamento desses materiais permite, dentre outros, a observação e a realização de correlações com as forças de percolação, com as condições de fluxo superficial e subsuperficial, com a profundidade do nível freático e com a espessura dos horizontes não saturados (zona ativa).

Desse modo, destacam-se dentre as que podem ser avaliadas, reconhecidas e mapeadas, as seguintes características:

- a) as espessuras e as características dos materiais inconsolidados (incluindo, a composição química e mineralógica, a textura e a estrutura);
- b) o grau de intemperismo e as condições de formação dos materiais (*in situ* ou a partir de solos transportados);
- c) as características do substrato rochoso (incluindo principalmente a litologia e a estrutura); e
- d) a espessura da zona ativa, associada à profundidade do nível freático.

2.3 Fatores associados às formas do relevo

Dentre as características geomorfológicas, a forma da superfície terrestre consiste em uma das feições que podem ser facilmente reconhecidas, identificadas e mapeadas. O relevo da superfície nas regiões intertropicais reflete as condições dos materiais terrestres, que foram submetidos à ação das intempéries, relacionadas ao clima atual e pretérito.

Por sua vez, a configuração da superfície condiciona os processos geológicos associados à dinâmica externa atual. Esses processos, no território brasileiro, são mais atuantes em detrimento daqueles relacionados à dinâmica interna. Os processos da dinâmica externa são comandados pela ação das forças climáticas e gravitacionais, considerando-se as características pedológicas, geológicas e morfológicas (capítulo 3 e capítulo 4).

Dentre as características do relevo, que podem ser mapeadas, destacam-se:

a) os atributos simples que descrevem as vertentes como a altitude, o gradiente (as declividades), a orientação, o comprimento e as curvaturas (Evans, 1972); e

b) os atributos combinados, como o índice topográfico de umidade (*Topographic Wetness Index - TWI*) e a altura relativa acima da drenagem mais próxima – *Height Above the Nearest Drainage - HAND*.

Uma vez que estejam disponíveis dados contendo os valores de elevação de determinado local da superfície terrestre, é possível o cálculo de atributos altimétricos, bem como a modelagem de atributos combinados. Atributos combinados, como o índice topográfico de umidade e a altura relativa acima da drenagem mais próxima, em geral, correlacionam-se à distribuição de umidade ao longo de um perfil topográfico e à profundidade do nível freático.

Dependendo da escala, os valores de elevação encontram-se disponíveis como dados altimétricos primários, os quais podem ser acessados e modelados a partir de imagens de relevo ou ainda de cartas topográficas em formato digital.

A análise da distribuição espacial do índice elementar altitude pode ser utilizada como base para a compartimentação do terreno. Por exemplo, em uma topossequência, a espessura de determinados materiais correlaciona-se a superfícies com maiores frequências de determinadas altitudes, definindo compartimentos topográficos (Romão, 2006).

Comumente descrito como declividade, a variação da altitude com a distância, ou seja, a primeira derivada da elevação corresponde ao gradiente do relevo, ou seja, ao ângulo que a vertente faz com a horizontal. Essa variação pode ser calculada pelo ângulo entre a reta de maior inclinação e uma linha horizontal, na mesma direção da reta, isto é, perpendicular à curva de nível.

Os atributos referentes ao gradiente podem ser utilizados para a estimativa da energia cinética, relacionada à velocidade do escoamento superficial. Quanto maior a declividade, maior a velocidade da água de escoamento superficial e menor a probabilidade de infiltração da água.

A exposição ou orientação das vertentes (componente direcional do gradiente) é o ângulo que a reta de maior inclinação faz com o Norte, tendo como referência o sentido onde os valores altimétricos diminuem. Dependendo do ângulo de exposição da vertente, modificam-se tanto as condições de chegada da água e de escoamento superficial quanto as de incidência da radiação solar nessa vertente. Tal fato interfere tanto na atuação da gota de água da chuva e de seu escoamento superficial quanto na quantidade de energia solar que incide na superfície ao longo do dia e sazonalmente, influenciando, assim, as condições de umidade dos solos, em superfície e subsuperfície.

Em geral, as inclinações do terreno variam ao longo da reta de maior inclinação, bem como a orientação das vertentes modifica-se de acordo com sua conformação ao longo de

uma curva de nível. Essa variação corresponde, respectivamente, à curvatura da vertente medida ao longo das maiores inclinações (curvatura vertical ou do perfil) e à curvatura da vertente medida na curva de nível – curvatura horizontal ou plana.

O mapeamento da curvatura do perfil medida no plano vertical permite a análise da vertente quanto à estimativa da aceleração ou desaceleração do fluxo de água no escoamento superficial. Uma curvatura convexa, ou seja, cujo ângulo de inclinação aumenta da parte mais alta para a mais baixa, reflete em condições de aceleração das águas de escoamento superficial e de aumento da energia para o transporte de sedimentos. No caso da curvatura côncava, ocorre o contrário, e, como o ângulo de inclinação diminui ao longo da descida da vertente, existe a tendência de desaceleração do fluxo de água superficial e a consequente condição de deposição de sedimentos com essa desaceleração.

Quanto às medidas de curvatura horizontal, observa-se que existe a tendência de divergência ou concentração de fluxo, dependendo da curvatura plana medida ao longo da curva de nível, se a conformação da curva no plano horizontal corresponde a linhas divergentes ou convergentes, respectivamente.

Já o comprimento da vertente, pode ser entendido como o comprimento do fluxo de água em superfície, desde o início de sua formação, até o ponto em que ocorre uma mudança significativa das condições do fluxo de água superficial. Um exemplo típico dessa modificação é o encontro desse fluxo com uma calha de drenagem ou com uma topografia que facilite a quebra de energia (Valeriano, 2002; Trentin e Robaina, 2005). Nesse último caso, ocorrem condições mais favoráveis à infiltração da água do que ao escoamento superficial. Por outro lado, quanto maior o comprimento de atuação do fluxo sobre a vertente, maior é a probabilidade de transporte de sedimentos, considerando que os outros atributos da vertente tenham-se mantido constantes.

O *Índice Topográfico de Umidade - TWI*, também denominado *Índice Topográfico Composto - CTI* (Moore *et al.*, 1991; Quinn *et al.*, 1995; McKenzie e Ryan, 1999; Batista, 2014) representa uma estimativa do acúmulo de fluxo em um ponto do terreno e pode ser definido como (Equação 1):

$$TWI = \ln (A_c / \tan \theta) \quad (\text{Eq. 1})$$

onde, A_c = área de contribuição específica, expressa em m^2 por unidade de largura ortogonal à direção de fluxo, em metros (proporcional à capacidade da área de acumular fluxo); e $\tan \theta$ = declividade ou gradiente da vertente (proporcional à capacidade da vertente de escoar fluxo).

O *TWI* tem sido correlacionado à distribuição espacial da umidade, principalmente identificando áreas em que ocorre a saturação superficial, como é o caso dos solos hidromórficos, que ocorrem em relevo plano, em áreas alagadas, ou seja, que possuem o nível freático próximo ao da superfície, na maior parte do ano. Desse modo, esse índice aplica-se à separação desse tipo de solo daqueles que ocorrem em outras áreas planas e suavizadas (Sirtoli *et al.*, 2008).

Destaca-se outro atributo combinado, associado aos desníveis existentes em uma superfície topográfica, o *HAND (Height Above the Nearest Drainage)*, também denominado altitude acima da linha do canal (Böhner e Antonic, 2009), o qual possui estreita rela-

ção com a energia potencial do relevo (potencial gravitacional), para que os processos da dinâmica externa ocorram. Esse índice tem sido utilizado por um grupo de pesquisas do INPE (INPE, 2010) e trata-se de um descritor de terreno, que quantifica a distância vertical ou a altura relativa em qualquer ponto do terreno à drenagem mais próxima.

Os valores disponibilizados pelo descritor *HAND* relacionam-se indiretamente com a profundidade do nível freático. Valores muito pequenos de altura relativa, tendendo a zero, indicam que o nível d'água está próximo à superfície, apresentando condições equivalentes a zonas saturadas. Já os valores altos indicam um nível freático profundo, ou seja, com maior probabilidade de corresponderem a áreas de solos não saturados, bem drenados (INPE, 2010; Nobre *et al.*, 2011).

3. MÉTODOS DE INVESTIGAÇÃO E PRINCIPAIS TECNOLOGIAS ASSOCIADAS AO MAPEAMENTO GEOTÉCNICO DO TEOR DE UMIDADE DOS SOLOS

Como mencionado anteriormente, o conhecimento da umidade do solo é fundamental para a descrição e o entendimento dos processos hídricos em zonas não saturadas do solo, pois influencia significativamente a troca de água e energia que ocorrem na interface solo-atmosfera.

O teor de umidade dos solos é altamente variável no espaço e no tempo. Variações espaciais de umidade vão de poucos centímetros a vários quilômetros, e temporais vão de minutos a anos. Devido à importância dessa variação de umidade do solo para numerosos estudos ambientais, incluindo pesquisas na área da meteorologia, hidrologia, agricultura e mudanças climáticas nas últimas décadas, muitas pesquisas, como as de Topp. *et al.* (1980); Wang e Qu (2009); Sanchez *et al.* (2010); Yichang *et al.* (2010); Vereecken *et al.* (2014), além de outros, têm sido realizadas no intuito de desenvolver métodos e técnicas que estimem o teor de umidade dos solos.

A umidade do solo pode ser mapeada *in situ* por meio de sensores remotos ou modelada por diversas técnicas. Entretanto, o monitoramento da umidade de solo em grandes áreas ainda é incipiente. Os recentes avanços tecnológicos em sensoriamento remoto têm mostrado que a umidade do solo pode ser mapeada por uma variedade de técnicas que se diferem em função da escala de mapeamento.

Métodos diretos *in situ* de mensuração de umidade do solo, como o gravimétrico, o tensiométrico, o de reflectometria no domínio do tempo (TDR) ou mesmo o de eletrorresistividade, podem ser considerados como métodos que se destinam a mapeamentos em escala local e são altamente restritivos, pois se baseiam em medições discretas (ponto a ponto) e não representam a distribuição espacial do teor de umidade do solo.

O mapeamento indireto, por meio de sensores remotos, é vantajoso à medida que fornece informações contínuas espacialmente e repetidas observações em intervalos de tempo regular. Além disso, os recentes avanços tecnológicos referentes aos Sistemas de Informações Geográficas (SIG) têm mostrado que a umidade do solo pode ser investigada, analisada e mapeada. Logo, é apresentada, a seguir, a investigação do teor de umidade por meio de recentes tecnologias associadas ao sensoriamento remoto e aos Sistemas de Informações Geográficas (SIG).

3.1 Investigação do teor de umidade por meio de sensoriamento remoto

Diversos estudos têm demonstrado a utilidade do sensoriamento remoto para o mapeamento da variabilidade espaço temporal do teor de umidade do solo (Dubois *et al.*, 1995; Zribi *et al.*, 2005; Baghdadi *et al.*, 2007; Baghdadi *et al.*, 2012; Vivoni *et al.*, 2008; Sánchez *et al.*, 2010). O sensoriamento remoto utiliza sofisticados sensores que registram a quantidade de energia eletromagnética refletida de um objeto e posteriormente, usa algoritmos matemáticos e/ou estatísticos para extrair as informações desejadas (Jensen, 2009). As imagens geradas são utilizadas para estimar o teor de umidade do solo e podem ser obtidas tanto por sensores multiespectrais, quanto por sensores térmicos e de micro-ondas ativo e passivo.

As principais diferenças entre esses sensores são: o comprimento de onda do espectro eletromagnético que cada sensor detecta, o modo como os dados são registrados pelos sensores e a relação física entre os dados registrados e o teor de umidade do solo. Vale ressaltar que esses sensores não detectam o teor de umidade do solo de modo direto, sendo necessários modelos matemáticos que descrevem a relação entre o sinal detectado pelo sensor e o teor de umidade do solo.

Os sensores multiespectrais registram a radiação refletida do Sol a partir da superfície da Terra na faixa óptica do espectro eletromagnético ($\pm 0,4$ a $3\mu\text{m}$), isto é, os solos são registrados pelos sensores com base nas suas propriedades de reflectância espectral. Essa reflectância é função das características dos solos que incluem o tipo e a quantidade de constituintes orgânicos e minerais, a textura e a salinidade, a rugosidade e o conteúdo de umidade presentes no solo (Jensen, 2009).

Geralmente, um solo seco exibe um aumento de reflectância espectral em relação a um solo úmido devido, principalmente, à absorção por água nos interstícios de solos úmidos. Existe uma relação entre o tamanho das partículas do solo e a quantidade de água que o solo pode armazenar. Quanto mais fina a textura, maior a capacidade do solo de manter um alto teor de umidade quando ocorrem precipitações (Jensen, 2009). Nesse sentido, quanto maior a umidade do solo, maior será a adsorção da energia eletromagnética incidente e menor será a reflectância desse solo.

A umidade de solo estimada por sensores multiespectrais pode ser detectada pelas chamadas bandas de absorção de água (1,4; 1,9 e $2,7\mu\text{m}$), presentes no sensor *ETM* (*Enhanced Thematic Mapper*) do Landsat (Jensen, 2009) e no sensor *OLI* (*Operational Land Imager*) do Landsat 8, nas quais a umidade do solo absorve mais energia radiante incidente do que em regiões espectrais adjacentes. O resultado dessa absorção é o aparecimento de regiões denominadas de vales, característicos nas curvas de reflectância (Figura 1). Geralmente, imagens de sensores remotos de superfícies exposta de solos, obtidas em períodos chuvosos são significativamente mais escuras do que imagens obtidas em período de estiagem.

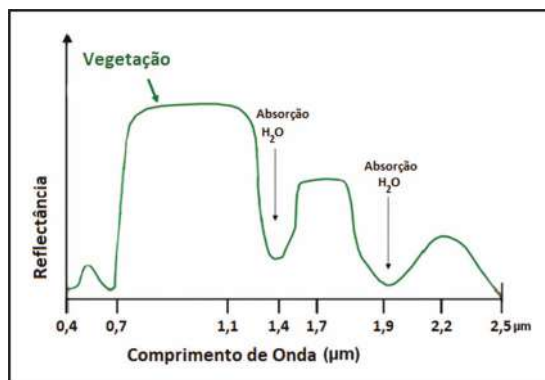


Figura 1 – Curva espectral padrão da vegetação mostrando os picos de absorção de água

Em regiões onde o imageamento por sensores multiespectrais dos solos é dificultado pela presença de cobertura vegetal, a utilização de índices como o de vegetação por diferença normalizada - *NDVI* (*Normalized Difference Vegetation Index*) e o de vegetação ajustado do solo - *SAVI* (*Soil Adjusted Vegetation Index*) tem sido uma alternativa de análise da variabilidade espacial do teor de umidade do solo. Esses índices se baseiam na assinatura espectral da vegetação que varia a depender das condições de umidade. O *NDVI* é calculado a partir da razão entre a reflectância medida nas regiões do vermelho e do infravermelho próximo do espectro eletromagnético (Equação 2). Os valores de *NDVI* ocorrem no intervalo de -1 a +1, no qual valores mais altos, próximos a 1, são indicadores de vegetação mais exuberante e correlacionáveis a solos mais úmidos e férteis.

$$NDVI = \frac{(NIR - R)}{(NIR + R)} \quad (\text{Eq. 2})$$

Onde: *NIR* = infravermelho próximo ($\pm 0,76$ a $0,90 \mu\text{m}$) e *R* = vermelho ($\pm 0,63$ a $0,70 \mu\text{m}$).

A variação da umidade do solo tem forte influência sobre as propriedades termais dos solos (Vereecken *et al.*, 2014). Quando há aumento do teor de umidade do solo, a condutividade termal no solo aumenta, haja vista que a água presente nos espaços intersticiais do solo tem condutividade termal muito maior do que o ar, que preenche esses espaços quando o solo está seco.

Trabalhos como o de Zeng *et al.* (2004), Zhan *et al.* (2004), Vivoni *et al.* (2008) e Yichang *et al.* (2010), têm utilizado índices como o *LST* (*Land Surface Temperature*) tanto para inferir a umidade de solo a partir da determinação da temperatura da superfície quanto para modelar algoritmos que correlacione o *LST* com a umidade do solo. O *LST* é obtido a partir do cálculo da temperatura radiométrica da superfície, que relaciona a emissividade e a temperatura do pixel de imagens do infravermelho termal.

Nas últimas décadas, o aumentado número de pesquisas voltadas para o mapeamento indireto da umidade de solo tem gerado uma multiplicidade de métodos, algoritmos e modelos empíricos e semi-empíricos baseados em sensoriamento remoto por micro-on-

das (Schmugge *et al.*, 1994; Ulaby *et al.*, 1996; Jackson *et al.*, 1999; Zribi *et al.*, 2005; Baghdadi *et al.*, 2007; Rossato, 2009; Jackson *et al.*, 2010; Baghdadi *et al.*, 2012).

O sensoriamento remoto por micro-ondas possui uma capacidade de estimar a umidade do solo por meio da medição da radiação eletromagnética na região de micro-ondas (0,5 à 100 cm). A base fundamental dos sensores de micro-ondas para detecção da umidade do solo é o grande contraste entre as propriedades dielétricas de água (~80) e as propriedades dielétricas das partículas do solo (<4). À medida que aumenta a umidade do solo, aumenta a constante dielétrica da água no solo, e essa alteração é detectada por sensores de micro-ondas. Tanto as técnicas de micro-ondas de sensoriamento remoto passivo quanto ativo demonstraram alta capacidade para monitoramento global das variações de umidade do solo (Vereecken *et al.*, 2014).

A variação da radiação térmica emitida está relacionada às diferenças na constante dielétrica do solo seco e solo úmido (Jensen, 2009). Na presença de vegetação, a relação direta entre temperatura de brilho e umidade do solo não é aplicável, pois devem ser considerados na interpretação da medida da temperatura de brilho: a absorção adicional, a emissão e a dispersão de radiação do dossel da vegetação (Chukhlantsev *et al.*, 2003). Nas frequências da radiação térmica, a intensidade de emissão é proporcional à temperatura termodinâmica do solo e à emissividade do solo, sendo, portanto, quantificada a partir da temperatura de brilho.

Sensores de micro-ondas ativos, tais como o radar de abertura sintética (*Synthetic Aperture Radar - SAR*), representam, atualmente, a melhor opção para mapeamento espacial e temporal da umidade do solo em escalas de bacias hidrográficas, que variam de 1 000 a 25 000 km². A maioria dos estudos avaliou que os principais fatores que afetam a precisão da estimativa da umidade do solo são rugosidade da superfície e a biomassa da vegetação (Schmugge *et al.*, 2002).

A umidade do solo também influencia a profundidade de penetração da energia eletromagnética incidente. Se o solo tem alto teor de umidade, a energia incidente irá penetrar apenas poucos centímetros no solo e será mais fortemente espalhada na superfície; por outro lado, a energia de micro-ondas ativas pode penetrar mais profundamente em solos extremamente secos. Muitas pesquisas demonstraram que a profundidade de penetração das micro-ondas varia de 2 a 6 cm (Schmugge *et al.*, 2002).

São exemplos de sensores de micro-ondas espaciais para medições de umidade do solo o *Special Sensor Microwave Imager/Sounder - SSMIS*, a bordo do satélite intitulado *Defense Meteorological Satellite Program - DMSP*; o *Scanning Multichannel Microwave Radiometer - SMMR*, operado pelo satélite Nimbus-7; o *Soil Moisture Active Passive - SMAP*; o *Tropical Rainfall Measuring Mission Microwave Imager - TRMM-TMI*; e o *Advanced Microwave Scanning Radiometer - AMSR-E*, a bordo do satélite *Earth Observing Satellite* da missão *Aqua*.

3.2 Utilização de Sistemas de Informações Geográficas (SIG) na análise espaço-temporal do teor de umidade

Os sistemas de informações geográficas (SIG) são ferramentas úteis ao mapeamento e à análise das variações espaço-temporais do teor de umidade do solo. Muitas aplicações

de SIG são voltadas ao desenvolvimento de modelos da integração e interpretação de dados de diferentes fontes. Entretanto, o principal desafio desses sistemas é entender como os parâmetros dos dados de entrada, suas variações e o modelo de representação desses dados afetam os resultados e as conclusões das análises de uma investigação.

O teor de umidade solo, combinado com outros parâmetros meteorológicos, climatológicos, geomorfológicos e pedológicos em ambiente SIG, pode fornecer, dependendo do modelo desenvolvido, informações relevantes ao entendimento dos processos hídricos em zonas não saturadas do solo. Além disso, as informações de umidade de solo também podem ser utilizadas como fonte de dado de entrada de modelos que visam compreender a sustentabilidade dos sistemas hídricos, a recuperação de área degradada, a prevenção de seca e de superfície de inundação, o mapeamento de áreas suscetíveis ao escoamento, além de outros.

A cartografia geotécnica utiliza diversas ferramentas na análise do meio físico, como a investigação de campo e laboratório, associada ao uso de recursos tecnológicos, dentre eles os SIG (Souza, 1995). Na análise da umidade dos solos, as características passíveis de reconhecimento, quantificação ou qualificação, principalmente, aquelas associadas a grandes áreas, necessitam da utilização desses recursos tecnológicos.

Desse modo, a manipulação, o tratamento e o armazenamento de grandes quantidades de informação podem ser subsidiados por meio do mapeamento geotécnico, na análise da distribuição espacial e temporal de características que permitem inferências quanto à correspondente distribuição da umidade dos solos.

Na manipulação dos dados e geração de informações, são utilizadas funções específicas, aplicadas à finalidade da análise. Por exemplo, os compartimentos altimétricos, que correspondem a regiões homogêneas quanto à ocorrência de processos associados à dinâmica externa, podem ser delimitados na modelagem da distribuição da frequência dos valores de altitude, observando-se estatisticamente as quebras naturais do relevo.

Chagas *et al.* (2013), ao analisarem atributos topográficos na diferenciação de solos do tipo Argissolo, utilizaram modelos com base em SIG, levando em conta a latitude, as altitudes, as declividades, a orientação das vertentes, o sombreamento topográfico, as mudanças diárias e sazonais no ângulo solar e a atenuação atmosférica, para estimar a radiação solar em áreas de topografia complexa. Uma extensão específica, disponível para o SIG, utilizado por eles, foi aplicada para computar a radiação solar global para cada pixel do modelo de elevações da área estudada. A quantidade de radiação solar incidente sobre os perfis estudados, observada a variação de acordo com a orientação das vertentes, foi aventada como possível explicação da diferença existente na distribuição e nas propriedades dos solos das encostas selecionadas.

Assim, na modelagem de dados altimétricos ou de elevação, permitida por meio do uso das tecnologias de geoprocessamento, existentes nos SIG, diversas funções são utilizadas para permitir a análise da distribuição de características que estão correlacionadas, dentre outros fatores, à morfologia do terreno, como é o caso da modelagem realizada por meio do Índice Topográfico de Umidade (*TWI*) ou da distribuição da umidade, levando-se em conta a profundidade do nível freático.

Como já descrito, o índice *TWI* tem sido utilizado para a análise e comparação entre condições hidrológicas similares. Nesse sentido, Lin *et al.* (2006), ao estudarem solos em

uma bacia hidrográfica na Pensilvânia, utilizando um modelo digital de elevação para o cálculo de atributos do terreno, entre eles, o índice *TWI*, observaram, em comparação com medidas de umidade realizadas em campo, que esse índice auxiliou na análise da distribuição da umidade na área de estudos em questão. Esses autores destacaram que as condições de umidade também estão associadas à espessura, estrutura e à permeabilidade dos solos. Dessa forma, os valores elevados de *TWI* associaram-se a relevo plano e áreas de várzea, onde foram encontrados solos do tipo Organossolos e Gleissolos.

De acordo com a descrição da modelagem do índice *TWI* realizada por Batista (2014), ressalta-se, entretanto, que, no cálculo, como existe a divisão por valores de declividades, a divisão por zero gerará erros matemáticos no modelo. Por isso, é necessário investigar se na área em estudos ocorre o valor absoluto zero para evitar incongruências matemáticas e físicas relativas a possíveis áreas planas existentes.

Rennó e Soares (2003) também relataram outro fato importante na modelagem do índice *TWI*, ao tentarem correlacioná-lo com a profundidade do nível freático, na comparação com áreas conhecidas como naturalmente saturadas, como é o caso das nascentes, alcançando boas estimativas. Outro destaque deve ser dado quanto ao índice topográfico, calculado para regiões semiáridas, como foi o caso do estudo realizado por Gómez-Plaza *et al.* (2001), em uma região semiárida ao sul da Espanha, que demonstrou que para essas áreas, em que a umidade do solo é fortemente influenciada pela evapotranspiração e pela radiação solar, o índice topográfico deve levar em conta, principalmente, a insolação potencial.

Quanto à análise do teor de umidade, realizada por meio da modelagem do nível freático, destaca-se o atributo já mencionado anteriormente, denominado de distância vertical acima da drenagem mais próxima (*HAND*). Esse atributo normaliza a topografia de acordo com as alturas relativas locais, encontradas ao longo da rede de drenagem, e dessa forma, pode auxiliar na distinção entre regiões com propriedades hidrológicas semelhantes (Nobre *et al.*, 2011; Rennó *et al.*, 2008). Como exemplo de aplicação, Rennó *et al.* (2008) afirmaram que foram encontradas fortes correlações no cálculo do *HAND* com as condições de umidade em estudos realizados em terrenos da Amazônia.

Na modelagem do atributo *HAND*, inicialmente, a partir de um modelo digital de elevação com as respectivas topologias corrigidas, são calculadas as direções de fluxo, as quais definem as relações hidrológicas entre diferentes pontos de uma bacia. Com isso, são calculadas as áreas de fluxo acumulado e definidos limiares para a extração da drenagem. De posse desses três resultados, são aferidas as alturas resultantes das distâncias verticais relativas, que equivalem ao *HAND* (Batista, 2014; Rennó *et al.*, 2008).

Comparações da aplicação do *HAND* realizadas em modelos digitais de elevação (MDE) de diferentes resoluções, foram feitas por Rodrigues *et al.* (2011), em um estudo de caso localizado em Manaus (AM). Esses autores utilizaram MDE com resolução de 30 e de 90 metros, e observaram que modelos com maior resolução digital são mais aplicados a análises locais e que quando a finalidade é de reconhecimento de fenômenos regionais, como é o caso da delimitação de compartimentos do relevo, definindo-se unidades de paisagem, a resolução de 90 metros mostrou-se mais adequada, pois, no caso em específico da fonte de dados de relevo e das características fisionômicas do local, a altura de elementos como as copas das árvores interfere no resultado.

4. REPRESENTAÇÃO CARTOGRÁFICA REFERENTE AO TEOR DE UMIDADE DOS SOLOS

Como já descrito neste capítulo, os processos de escoamento superficial e de infiltração influenciam as condições de umidade do material subjacente. Dentre a documentação cartográfica que representa informações relacionadas ao teor de umidade dos solos, é possível destacar a elaboração de cartas geotécnicas associadas aos processos da dinâmica externa, como a Carta de Escoamento Superficial e de Infiltração – denominadas por Zuquette e Gandolfi (2004), de cartas derivadas, por serem documentos elaborados a partir de cartas básicas.

Atributos que podem ser levantados e representados em cartas básicas, para a análise dos processos de escoamento superficial e de infiltração são enumerados por Zuquette e Gandolfi (2004), tais como:

- a) áreas com acúmulo de água (temporário ou permanente), associadas ou não a hidromorfismo, bacia de contribuição, densidade de drenagem, áreas de recarga, declividades, forma (curvaturas) e comprimento das encostas;
- b) litologia, mineralogia, profundidade do substrato rochoso, existência de discontinuidades no maciço; origem (residual ou retrabalhado), espessura, tipo, textura; estrutura, associados à condutividade hidráulica do material inconsolidado;
- c) vegetação natural e antrópica;
- d) pluviosidade, insolação, intensidade e distribuição temporal das chuvas, além de
- e) processos superficiais gerados a partir da interferência antrópica, como cordões de nível, bacias de contenção, canais construídos para drenagem e áreas com irrigação.

Destaque é dado, por esses autores, à representação dos atributos tais como infiltração e escoamento, que devem ser de natureza ordenada, pois, em geral, são mapeados de modo a possuir uma hierarquia entre as classes da legenda, de tal forma que essa torne a carta autoexplicativa. Por exemplo, as classes podem apresentar uma ordem no que se refere à variação da cor (Oliveira e Romão, 2013), alterando o seu brilho ou a sua saturação, variando-se, na mesma cor, desde tonalidades mais escuras, até mais claras ou mesmo das mais saturadas até às menos saturadas. Além da cor, os matizes podem, também, ser ordenados segundo os seus comprimentos de onda, sendo indicada apenas uma sequência do espectro (Oliveira e Romão, 2013), ou seja, a utilização apenas das cores denominadas quentes, ou apenas das cores denominadas frias.

Como discutido anteriormente, atributos relacionados ao teor de umidade podem ser identificados, avaliados e representados por meio de documentação cartográfica. Assim, são apresentados exemplos de documentação cartográfica que podem servir de subsídio a essas análises de condições de umidade dos solos. Tais documentações apresentadas são resultantes de pesquisas realizadas em Geotecnia, na UnB, e foram realizadas por Batista (2014), Luiz (2012), Silva (2007) e Silva (2011), os quais elaboraram mapas e cartas, como:

- a) mapas temáticos de Armazenamento (S) e de Escoamento Superficial (Q) (Figura 2); do Índice *TWI*, de Distância de Drenagem pelo Fluxo Acumulado, de Distância Vertical à Drenagem Mais Próxima (*HAND*) (Figura 3) e de Profundidade dos Solos (Figura 4);

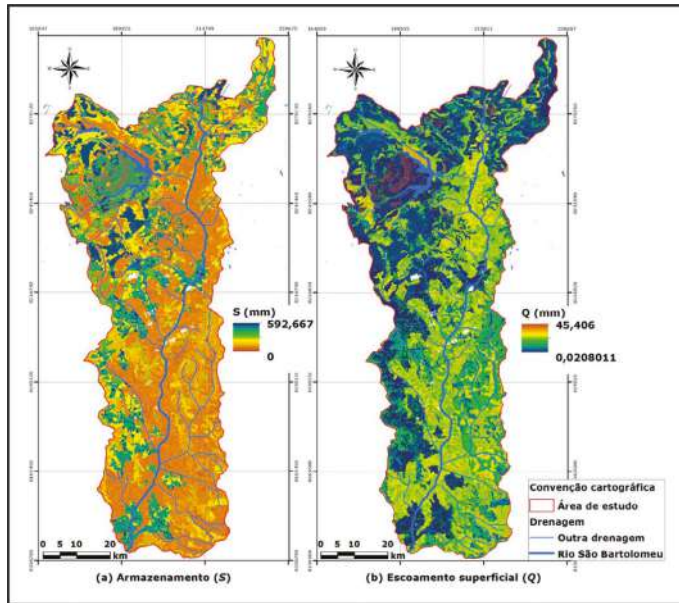


Figura 2 – Mapas de Armazenamento e Escoamento superficial (Batista, 2014)

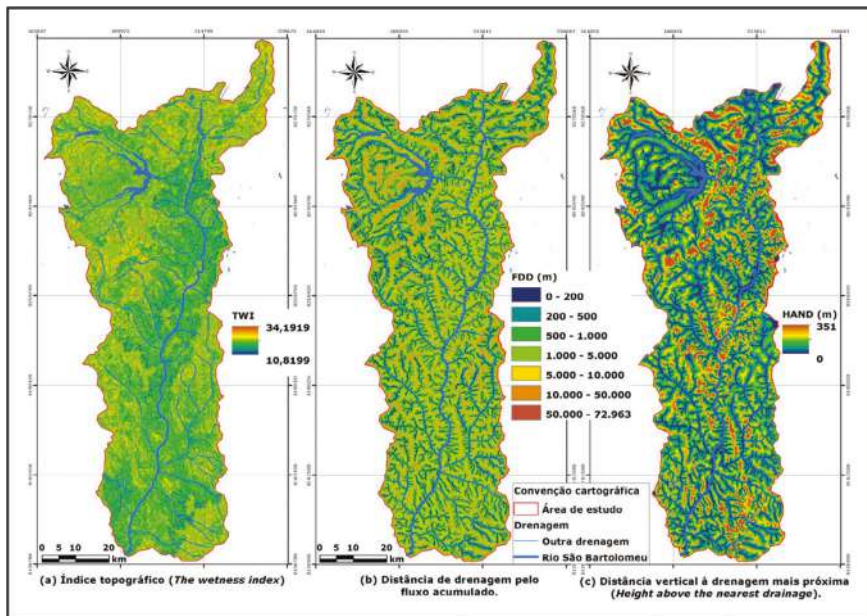


Figura 3 – Mapas do índice topográfico (*TWI*), de distância de drenagem pelo fluxo acumulado e de distância vertical à drenagem mais próxima (*HAND*) (Batista, 2014)

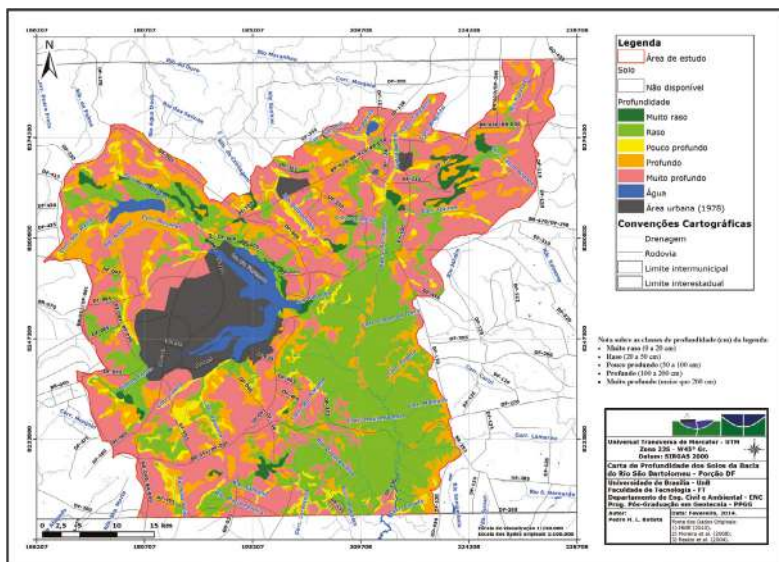


Figura 4 – Carta de profundidade dos solos da bacia do rio São Bartolomeu (Batista, 2014)

b) mapas temáticos de Temperatura Aparente da Superfície em duas datas distintas (Figura 5 e Figura 6) e de Orientação das Vertentes (Figura 7);

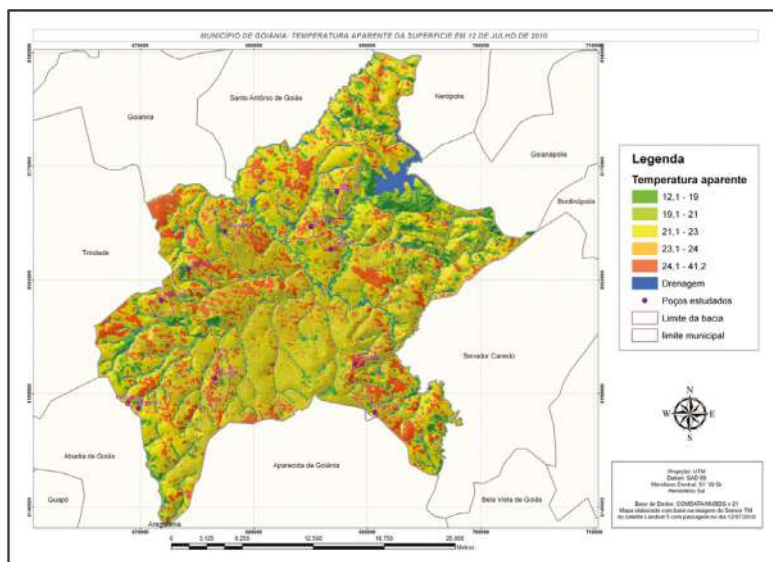


Figura 5 – Mapa de Temperatura aparente da superfície (°C) no Município de Goiânia-GO em 12/07/2010 (Luiz, 2012)

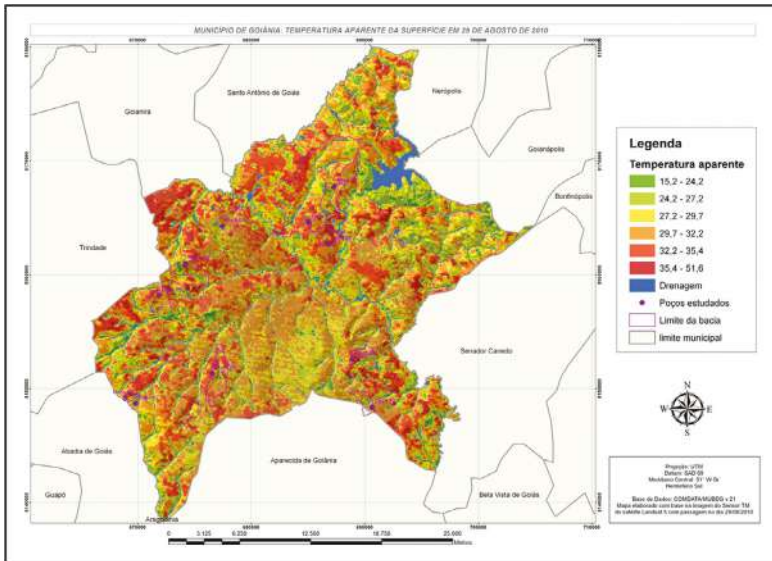


Figura 6 – Mapa de Temperatura aparente da superfície (°C) no Município de Goiânia-GO em 29/08/2010 (Luiz, 2012)

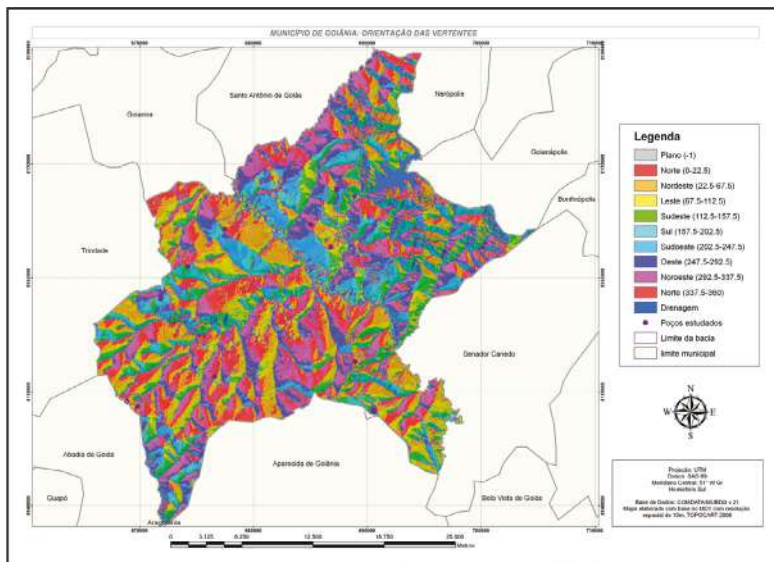


Figura 7 – Carta de Orientação das Vertentes do Município de Goiânia-GO (Luiz, 2012)

c) carta da cota do nível d'água do nível d'água (Figura 8); e outras documentações, como um modelo tridimensional, representando as distintas camadas de materiais inconsolidados, descritos conforme as sondagens à percussão realizadas (Figura 9).

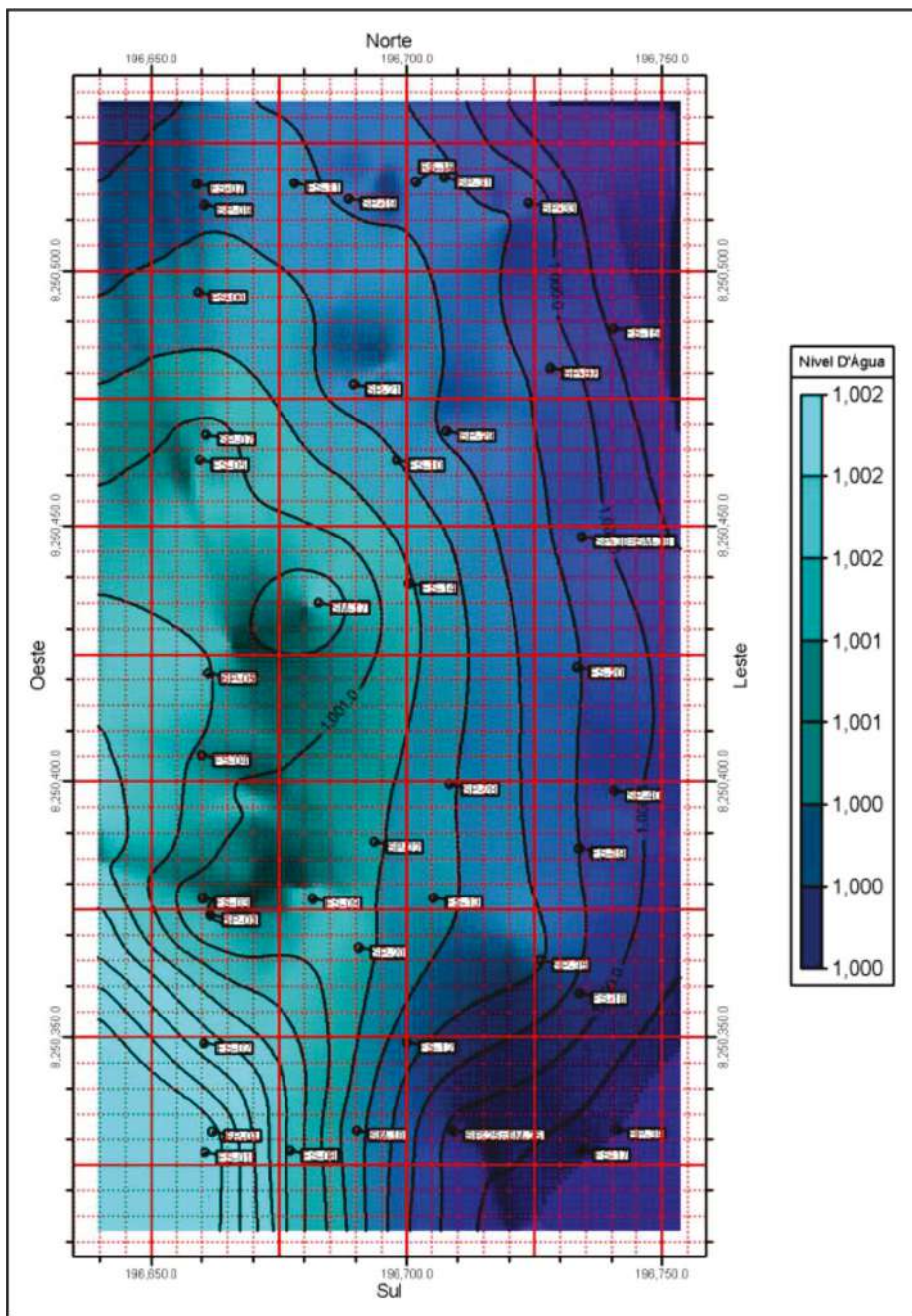


Figura 8 – Carta da cota do nível d'água do estudo de caso Brisas do Lago-DF (Silva, 2011)

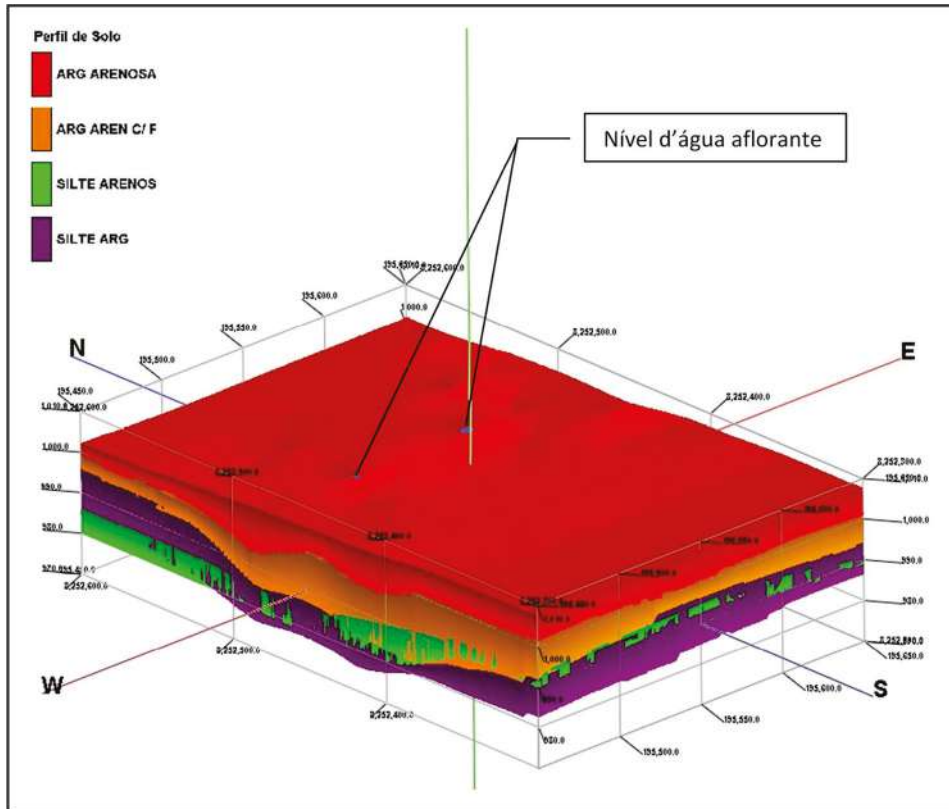


Figura 9 – Modelo tridimensional das camadas de materiais inconsolidados, segundo descrição de sondagens à percussão, estudo de caso Projeto Ilhas do Lago-DF (Silva, 2007)

5. CONSIDERAÇÕES FINAIS

O mapeamento espaço temporal das condições, superficiais e subsuperficiais, de umidade dos solos tem sido viabilizado por meio da cartografia geotécnica. Desse modo, análises do comportamento geotécnico dos solos não saturados são possíveis por meio de documentação cartográfica, a qual represente atributos relacionados aos processos da dinâmica externa, predominantes nas regiões intertropicais brasileiras, os quais se associam à variação espacial e temporal dessa umidade.

Tendo em vista esse contexto, neste capítulo foi destacada a utilização das principais tecnologias que têm permitido o mapeamento dos solos em grandes áreas, desde o mapeamento indireto por sensoriamento remoto, até a modelagem de informações relevantes ao entendimento dos processos hídricos, utilizando-se SIG, possibilitando, assim, a realização de inferências quanto à correspondente distribuição de umidade em superfície e em subsuperfície.

Dentre os atributos que interferem nessas condições, os principais fatores de formação dos solos foram inicialmente abordados. Discutiram-se, então, as características climáticas, geológicas, pedológicas e geomorfológicas consideradas importantes na estimativa de propriedades, as quais podem ser qualificadas e/ou quantificadas, no mapeamento da variação espacial e temporal do teor de umidade dos solos.

Considerando-se o impacto das variações de umidade no comportamento dos solos não saturados, geralmente significativo, interferindo, por exemplo, no potencial de retenção de água do solo, nos resultados de ensaios como o SPT, no desempenho de fundações e na estabilidade de encostas, amplia-se a importância da cartografia geotécnica nas atividades de planejamento do uso e ocupação dos solos, seja em meio rural ou urbano.

REFERÊNCIAS

BAGHDADI, N.; AUBERT, M. & ZRIBI, M. (2012). Use of TerraSAR-X data to retrieve soil moisture over bare soil agricultural fields. *IEEE Transactions on Geoscience and Remote Sensing*, 9 (3): 512-516.

BAGHDADI, N.; AUBERT, M.; CERDAN, O.; FRANCHISTÉGUY, L.; VIEL, C.; MARTIN, E.; ZRIBI, M.; & DESPRATS, J.F. (2007). Operational mapping of soil moisture using synthetic aperture radar data: application to the touch basin (France). *Sensors*, 7(10): 2458-2483.

BATISTA, P.H.L. (2014). Cartografia Geotécnica aplicada aos riscos de alagamento e Inundação na Bacia do rio São Bartolomeu. Dissertação de Mestrado, Universidade de Brasília, 223 pp.

BÖHNER, J. & ANTONIC, O. (2009). Land-surface parameters specific to topo-climatology. HENGL T. & REUTER H. I. (eds). *Geomorphometry: Concepts, Software, Applications*. Developments in Soil Science, Vol. 33. Amsterdam, Elsevier. pp. 195-226.

BORGHETTI, A.; LACERDA, W.A. & LOPES, F.R. (2007). Modelagem física da água da chuva em talude arenoso. VI Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados, Salvador, BA, pp. 443-450.

CASTRO, S.S.; COOPER, M.; SANTOS, M.C. & VIDAL-TORRADO, P. (2003). Micromorfologia do solo: bases e aplicações. *Tópicos em Ciências do solo*, 3:107-164.

CHAGAS, C.S.; FONTANA, A.; CARVALHO JÚNIOR, W. & CAIRES, S.M. (2013). Atributos topográficos na diferenciação de argissolos. *Revista Brasileira de Ciência do Solo*, 37:1441-1453.

CHUKHLANTSEV, A.A.; SHUTKO, A.M. & GOLOVACHEV, S.P. (2003). Attenuation of electromagnetic waves by vegetation canopies. *Journal of Communications Technology and Electronics*, 48(11): 1177-1202.

DOBOS, E & HENGL, T. (2009). Soil Mapping Application. HENGL, T. & REUTER, H.I. (eds). *Geomorphometry: Concepts, Software, Applications. Developments in Soil Science*. Vol. 33. Amsterdam, Elsevier. pp. 461-479.

DUBOIS, P.; VAN ZYL, J.J. & ENGMAN, T. (1995). Measuring of soil moisture with imaging radars. *IEEE Transactions on Geoscience and Remote Sensing*, 33 (4): 916-926.

EVANS, I.S. (1972). General geomorphometry, derivatives of altitude, and descriptive statistics. CHORLEY, R.J. (ed). *Spatial Analysis in Geomorphology*. Harper & Row, Publishers, New York, pp. 17-90.

GÓMEZ-PLAZA, A.; MARTÍNEZ-MENA, M.; ALBALADEJO, J. & CASTILLO, V.M. (2001). Factors regulating spatial distribution of soil water content in small semiarid catchments. *Journal of Hydrology*, 253: 211-226.

INSTITUTO NACIONAL DE PESQUISAS ESPACIAIS - INPE (2010). Distância vertical à drenagem mais próxima. Divisão de Processamento de Imagens (DPI/INPE). Grupo de Modelagem para Estudos da Biodiversidade. Variáveis Ambientais para a Modelagem de Distribuição de Espécies (AmbData). Disponível em: <<http://www.dpi.br/Ambdata/hand.php>>. Acesso em: 18 ago. 2015.

JACKSON, T. J.; LE VINE, D. M. & HSU, A. Y. (1999). Soil moisture mapping at regional scales using microwave radiometry: the Southern great plains hydrology experiment. *IEEE Transactions on Geoscience and Remote Sensing*, 37(5): 2136-2151.

JACKSON, T. J.; COSH, M. H. & BINDLISH, R. (2010). Validation of advanced microwave scanning radiometer soil moisture products. *IEEE Transactions on Geoscience and Remote Sensing*, 48 (12): 4256-4272.

JENNY, H. (1941). *Factors of Soil Formation*. MacGraw-Hill, New York, 288p.

JENSEN, J.R. (2009). Sensoriamento Remoto do Ambiente: uma perspectiva em Recursos Terrestres. Trad. EPIPHANIO, J.C.N. (Coord.). [et al.]. Parênteses, São José dos Campos, 598 pp.

KLEIN, V.A. & LIBARDI, P.L. (2002). Densidade e distribuição do diâmetro dos poros de um Latossolo Vermelho, sob diferentes sistemas de uso e manejo. *Revista Brasileira de Ciência do Solo*, 26:857-867.

LIN, H.S.; KOGELMANN, W.; WALKER, C. & BRUNS, M.A. (2006). Soil moisture patterns in a forested catchment: A hydropedological perspective. *Geoderma*, 131:345-368.

LUIZ, G.C. (2012). Influência da relação solo-atmosfera no comportamento hidromecânico de solos tropicais não saturados: estudo de caso – Município de Goiânia-GO. Tese de Doutorado, Universidade de Brasília, 246 pp.

MCKENZIE, N.J. & RYAN, P.J. (1999). Spatial prediction of soil properties using environmental correlation. *Geoderma*, 89: 67-94.

MOORE, I.D.; GRAYSON, R.B. & LADSON, A.R. (1991). Digital terrain modelling: a review of hydrological, geomorphological, and biological applications. *Hydrological Process*, 5: 3-30.

NOBRE, A.D.; CUARTAS, L.A.; HODNETT, M.; RENNÓ, C.D.; RODRIGUES, G.; SILVEIRA, A.; WATERLOO, M. & SALESKA, S. (2011). Height above the nearest drainage: a hydrologically relevant new terrain model. *Journal of Hydrology*, 404: 13-29.

OLIVEIRA, I.J. & ROMÃO, P.A. (2013). Linguagem dos mapas: cartografia ao alcance de todos. Ed. da UFG, Goiânia, 126 pp.

QUINN, P.F.; BEVEN, K.J. & LAMB, R. (1995). The $\ln(a/\tan\beta)$ Index: How to calculate it and how to use it within the topmodel framework. *Hydrological Processes*, 9:161-182.

RENNÓ, C.D. & SOARES, J.V. (2003). Uso do índice topográfico como estimador da profundidade do lençol freático. XI Simpósio Brasileiro de Sensoriamento Remoto, INPE, Belo Horizonte, pp. 2579-2588.

RENNÓ C.D.; NOBRE, A.D.; CUARTAS, L.A.; SOARES, J.V.; HODNETT, M.G.; Javier TOMASELLA, J. & WATERLOO, M.J. (2008). HAND, a new terrain descriptor using SRTM-DEM: Mapping terra-firme rainforest environments in Amazonia. *Remote Sensing of Environment*, 112:3469-3481.

RODRIGUES, G.O.; NOBRE, A.D.; SILVEIRA, A.C. & CUARTAS, L.A. (2011). Efeitos da resolução espacial de dados SRTM na descrição de terrenos obtida pelo modelo HAND (*Height Above the Nearest Drainage*) – estudo de caso em Manaus/AM. XV Simpósio Brasileiro de Sensoriamento Remoto, INPE, Curitiba, pp. 5769-5776.

ROMÃO, P.A. (2006). Modelagem de terreno com base na morfometria e em sondagens geotécnicas – região de Goiânia - GO. Tese de Doutorado, Universidade de Brasília, 166 pp.

ROSSATO, L. (2009). Estimativa da umidade superficial do solo a partir de sensoriamento remoto por microondas passiva sobre a América do Sul. Tese de Doutorado, INPE, 147 pp.

SÁNCHEZ, N.; MARTÍNEZ-FERNÁNDEZ, J.; CALERA, A.; TORRES, E. & PÉREZ-GUTIÉRREZ, C. (2010). Combining remote sensing and *in situ* soil moisture data

for the application and validation of a distributed water balance model (HIDROMORE). *Agricultural Water Management*, (98): 69-78.

SCHMUGGE, T.J. & JACKSON, T.J. (1994). Mapping soil moisture with microwave radiometers. *Meteorology and Atmospheric Physics*, (54): 213-223.

SCHMUGGE, T.J.; KUSTAS, W.P.; RITCHIE, J.C.; JACKSON, T.J. & RANGO, A.L. (2002). Remote sensing in hydrology. *Advances in Water Resources*, 25:1367-1385.

SILVA, C.P.L. (2007). Cartografia geotécnica de grande escala: estudo de caso Brasília - área tombada pela Unesco. Dissertação de Mestrado, Universidade de Brasília, 106 pp.

SILVA, C.P.L. (2011). Cartografia geotécnica tridimensional do setor Noroeste de Brasília. Tese de Doutorado, Universidade de Brasília, 265 pp.

SIRTOLI, A.E.; SILVEIRA, C.T.; MANTOVANI, L.E.; SIRTOLI, A.R. & OKA-FIORI, C. (2008). Atributos do relevo derivados de modelo digital de elevação e suas relações com solos. *Scientia Agraria*, 9(3):317-329.

SOUZA, N.M. (1995). A cartografia geotécnica como instrumental da geografia física para estudos urbanos. VI Simpósio Nacional de Geografia Física Aplicada, UFG, Goiânia, v.1, pp. 19-20.

SOUZA, Z.M.; MARQUES JÚNIOR, J.; COOPER, M. & PEREIRA, G.T. (2006). Micromorfologia do solo e sua relação com atributos físicos e hídricos. *Pesquisa Agropecuária Brasileira*, 41(3):487-492.

TOMA, R.S.; COOPER, M.; TAVARES, M.F.; CARVALHO, C.C. & TEATO, A.C. (2013). Evolução temporal do comportamento físico-hídrico do solo de um sistema agroflorestal no Vale do Ribeira - SP. *Scientia Forestalis*, 41(98):237-248.

TOPP, G.C.; DAVIS, J.L. & ANNAN, A.P. (1980). Electromagnetic determination of soil water content: Measurements in Coaxial Transmission Lines. *Water Resources Research*, 16 (3): 574-582.

TRENTIN, R. & ROBAINA, L.E.S. (2005). Metodologia para mapeamento geoambiental no oeste do Rio Grande do Sul. XI Simpósio Brasileiro de Geografia Física Aplicada. USP. São Paulo, pp. : 3606-3615. (CD-ROM).

ULABY, F.T.; DUBOIS, P.C. & VAN, Z.Y.L.J. (1996). Radar mapping of surface soil moisture. *Journal of Hydrology*, 184 (1-2):57-84.

VALERIANO, M.M. (2002). Mapeamento do comprimento de rampa em microbacias com Sistema de Informação Geográfica. *Acta Scientiarum*, 24(5):1541-1551.

VERECKEN, H.; HUISMAN, J.A.; PACHEPSKY, Y. & MONTZKA, C., VAN DER KRUK, J.; BOGENA, H.; WEIHERMÜLLER, L.; HERBST, M.; MARTINEZ, G. & VANDERBORGHT, J. (2014). On the spatio-temporal dynamics of soil moisture at the field scale. *Journal of Hydrology*, 516: 76-96.

VIVONI, E.R.; GEBREMICHAEL, M.; WATTS, C.J.; BINDLISH, R. & JACKSON, T.J. (2008). Comparison of ground-based and remotely sensed surface soil moisture estimates over complex terrain during SMEX04. *Remote Sensing of Environment*, 112: 314-325.

WANG, L. & QU, J.J. (2009). Satellite remote sensing applications for surface soil moisture monitoring: A review. *Frontiers of Earth Science in China*, 3(2): 237-247.

YICHANG, W.; FANG, Z.; LIPING, Z.; LINGLING, K. & XIAOQIANG, L. (2010). Estimating soil moisture in semi-arid region by remote sensing based on TM data. *IEEE Transactions on Geosciences and Remote Sensing*, 1: 1-5.

ZENG, Y.; FENG, Z. & XIANGA, N. (2004) Assessment of soil moisture using Landsat ETM+ temperature/vegetation index in semiarid environment. *IEEE Transactions on Geosciences and Remote Sensing*, (6): 4036-4039.

ZHAN, Z.; QIN, Q. & WANG, X. (2004). The Application of LST/NDVI Index for Monitoring Land Surface Moisture in Semiarid Area. *Geoscience and Remote Sensing IGARSS '04. Proceedings 2004, IEEE International*, 3:1551-1555.

ZRIBI, M.; BAGHDADI, N.; HOLAH, N. & FAFIN, O. (2005). New methodology for soil surface moisture estimation and its application to ENVISAT-ASAR multi-incidence data inversion. *Remote Sensing of Environment*, 96:485-496.

ZUQUETTE, L.V. & GANDOLFI, N. (2004). *Cartografia geotécnica*. Oficina de Textos, São Paulo, 190 pp.

Capítulo 8

TÉCNICAS DE AMOSTRAGEM E PREPARAÇÃO DE AMOSTRAS

Silvio Romero de Melo Ferreira
Joaquim Teodoro Romão de Oliveira
Yamile Valencia González

1. INTRODUÇÃO

Neste capítulo, serão abordadas as principais técnicas de amostragem e os métodos de preparação de amostra e corpos de prova para ensaios em solos não saturados. Não serão abordados, aqui, métodos ou técnicas de ensaios, mas apenas a preparação das amostras para os ensaios.

1.1 Definição dos objetivos e necessidades da amostragem de solo

A realização de ensaios de laboratório em solos não saturados exige a coleta prévia de amostras de boa qualidade do terreno a ser estudado. Por esse motivo, neste item, serão abordados assuntos referentes a tipos de amostras.

Hvorslev (1949) considera a seguinte classificação para os diferentes tipos de amostras, de uma maneira geral:

- 1) Amostras não representativas.
- 2) Amostras representativas.
- 3) Amostras indeformadas.

Algumas características desses tipos de amostras são resumidas a seguir:

- 1) Amostras não representativas:
 - Solos de várias camadas misturados.
 - Alguns componentes do solo removidos.
 - Materiais estranhos dentro da amostra.
- 2) Amostras representativas:
 - Estrutura do solo destruída.
 - Variação na umidade ou nos índices de vazios.
 - Sem variação nos constituintes do solo.

3) Amostras indeformadas:

- Sem destruição (amolçamento) da estrutura do solo.
- Sem variação na umidade, nos índices de vazios e na composição química.

Ainda segundo Hvorslev (1949), as amostras não representativas não são adequadas para ensaios de laboratório, permitindo, apenas, uma classificação preliminar das variações das camadas do terreno e indicando em quais profundidades amostras representativas ou indeformadas devem ser obtidas. Atualmente, essas amostras não são mais consideradas úteis para uso em investigações geotécnicas. As amostras representativas seriam adequadas apenas para realização de ensaios de classificação, enquanto que as amostras indeformadas seriam indicadas para todos os tipos de ensaios de laboratório, principalmente os ensaios de resistência, de deformabilidade e permeabilidade.

A Norma ASTM D4220/D4220M-14 classifica as amostras coletadas em 4 grupos, a saber:

- Grupo A - Amostras em que apenas a identificação visual geral do perfil é necessária.
- Grupo B - Amostras para realização de ensaios de caracterização.
- Grupo C - Amostras intactas para realização de ensaios de expansão, adensamento, condutividade hidráulica, cisalhamento ou qualquer ensaio que necessite de corpos de prova intactos.
- Grupo D - Amostras de solos que são frágeis ou altamente sensíveis necessárias para a realização dos ensaios citados no Grupo C.

1.1.1 Objetivos da amostragem

Segundo CETESB (1999), citando Byrnes (1994) e USEPA (1989), as seguintes ações devem ser efetuadas para a definição dos objetivos da amostragem:

- Identificar e envolver o grupo de pessoas (engenheiros, geólogos, químicos, estatísticos) que farão parte do programa de amostragem ou que utilizarão os dados levantados.
- Realizar uma avaliação preliminar, incluindo levantamento e avaliação de informações já existentes e uma visita de reconhecimento ao local.
- Desenvolvimento de um modelo conceitual para a área.

Logicamente, é importante lembrar que cada caso é um caso diferente e que as etapas acima podem ser minimizadas e/ou ampliadas em função do tipo e do porte do empreendimento, bem como das condições geológico-geotécnicas do terreno. Apenas amostras representativas e/ou indeformadas devem ser coletadas. O objetivo principal é coletar amostras que representem, da melhor maneira possível, as condições de campo.

1.1.2 Necessidades da amostragem de solo

Nessa etapa, devem ser especificada a utilização e os tipos de dados necessários para serem atingidos os objetivos propostos. Com tal finalidade, devem ser estipulados os critérios que determinarão a adequação dos dados levantados. Deve-se ficar atento para, entre outros aspectos, os usos, os tipos e a qualidade dos dados obtidos (CETESB, 1999).

Também, nessa etapa, é importante utilizar o bom senso de engenharia para aumentar a profundidade dos dados em função da obra e do subsolo.

1.1.3 Recomendação prática de condições de amostragem e ensaios de laboratório

Um dos pontos chave para elaboração de um programa de ensaios de laboratório para uma obra geotécnica é a definição dos tipos, das condições de ensaios e da amostra a serem solicitados. Com o objetivo de contribuir para esse aspecto prático, decidiu-se resumir algumas recomendações para realização de ensaios de laboratório em solos, em função da obra geotécnica. Certamente, devem ser levados em consideração os aspectos técnicos, econômicos, ambientais e sociais para uma definição final e ter consciência de que cada caso é um caso único, evitando-se generalizações. Tomando-se como base a experiência dos autores, com as devidas ressalvas anteriores, a Tabela 1 apresenta as recomendações mínimas consideradas adequadas de um caso típico de obra. Essa tabela, entretanto, deve ser tomada apenas como referência em termos qualitativos e não como verdade absoluta. Ela pode e deve ser adaptada em função das peculiaridades do projeto. Os quantitativos devem ser definidos em função da espessura das camadas e do porte da obra.

Tabela 1 – Recomendações práticas de ensaios e condições de amostragem em solos não saturados (Adaptado de Oliveira, 2005)

Obra Geotécnica	Tipo de solo	Ensaios recomendados	Condições da amostra
Fundação	Solo co-lapsível ou expansivo	<ul style="list-style-type: none"> • Caracterização completa • Colapso ou expansão livre • Tensão de expansão 	Indeformada (bloco ou amostrador tubular) ou compactada
Barragem de terra	Argiloso	<ul style="list-style-type: none"> • Caracterização completa • Compactação • Permeabilidade • Adensamento • Triaxial UU, CU e CD 	Compactada nas condições do ensaio de compactação atentando-se para a similaridade metodológica
Estrutura de contenção	Argiloso-arenoso	<ul style="list-style-type: none"> • Caracterização completa • Cisalhamento direto 	Indeformada (bloco, amostrador tubular ou caixa de cisalhamento)
Estabilização de taludes	Corte	<ul style="list-style-type: none"> • Caracterização completa • Cisalhamento direto 	Indeformada (bloco, amostrador tubular ou caixa de cisalhamento), atentando-se, no caso de maciços, com xistossidade para a orientação de partículas em relação ao talude de corte quando de ensaios de cisalhamento direto.
	Aterro	<ul style="list-style-type: none"> • Caracterização completa • Compactação • Cisalhamento direto 	Compactada nas condições do ensaio de compactação, deve-se atentar para a orientação da amostra em relação às solicitações.

* Obs.: Caracterização completa inclui os ensaios de peneiramento, sedimentação, limites de liquidez e plasticidade, deve-se atentar para a orientação da amostra em relação às solicitações.

1.1.4 Erros associados à amostragem e preparação do solo

Existem dificuldades para se obterem amostras indeformadas completamente representativas do solo em campo. Essas dificuldades compreendem, dentre outros, a retirada e o transporte de amostras. Adicionalmente, a preparação dos corpos de prova para os ensaios, assim como a própria técnica de ensaio, pode dar lugar ao solo se submeter a esforços muito diferentes dos existentes ou que passarão a atuar *in situ*. Essa variação, muitas vezes, inevitável do sistema de esforços, com frequência modifica o comportamento do solo, em especial daqueles com composição siltosa e argilosa formada por partículas lamelares. Segundo Lambe, *et al.* (1960), a extração, o transporte e a preparação das amostras geralmente as submete a deformações que alteram a estrutura do solo.

No contexto dos solos não saturados, embora sendo, em geral, mais difícil a avaliação, faz-se necessário considerar o impacto de tais modificações na própria sucção. Por exemplo, a expansão do solo quando do alívio de tensões gera um aumento da porosidade que termina afetando a sucção atuante. É verdade que a recompressão posterior quando da execução dos ensaios pode restabelecer ou mesmo tornar a porosidade menor do que aquela em que se encontrava o solo em campo, mas isso não significa necessariamente que a sucção venha a ser a mesma, pois surgirá certa histerese. Essas colocações mostram a importância de se buscar preservar ao máximo o estado do solo amostrado.

Segundo a EMBRAPA (2006), três tipos de erros estão associados à amostragem: a) a amostragem em si; b) a escolha dos locais; c) os erros analíticos. Um quarto fator indutor de erro pode aqui ser considerado: o relativo à orientação da amostra em relação à situação de campo e aos ensaios que serão realizados, pois, dependendo do solo, ela é indutora de anisotropia. No que concerne aos erros apontados pela EMBRAPA (2006) tem-se:

i - Erros de amostragem: ocorrem porque não é possível analisar a totalidade da área, e as amostras coletadas podem representar apenas um pequeno subgrupo. Aumentando-se o número de pontos de amostragem, amplia-se a representatividade, diminuindo-se o impacto do erro de amostragem.

ii - Erros de seleção dos locais: derivam da retirada de amostras não representativas da área. O erro de seleção pode ser reduzido com um bom plano de amostragem e aqui se inclui o registro da orientação da amostra em relação à geomorfologia local e aos próprios planos estratigráficos quando presentes.

iii - Erros analíticos: podem resultar da manipulação, do recipiente de coleta, da estocagem, do preparo e da técnica analítica. No caso dos solos não saturados, fatores como desidratação ou hidratação do solo requerem cuidado, pois, por exemplo, os solos tropicais profundamente intemperizados podem ter a estabilidade dos agregados neles presentes afetada pelo processo de desidratação ou pela hidratação usando fluido com características distintas daquela de campo. Já nos solos pouco intemperizados contendo argilo-minerais expansivos, a hidratação do solo com fluido distinto daquele presente em campo vai influir, com fundamento nos estudos apresentados em Grim (1962), nas propriedades e nos comportamento dos solos. Outro aspecto relevante diz respeito à necessidade de se considerar o impacto da temperatura nas propriedades e nos comportamento dos solos não saturados, pois ela afeta a própria curva característica (Lima, 2018).

No caso dos solos residuais tropicais, a presença de junções entre partículas, seja por cimentação ou agregação, dá um componente de resistência e rigidez que pode ser destruído facilmente por perturbações durante a amostragem e preparação da amostra. Outra característica dos solos residuais tropicais que pode ser afetada pela manipulação inadequada das amostras para os ensaios é o índice de vazios. As mudanças na relação de vazios podem, por exemplo, dar resultados pouco representativos em ensaios de resistência, adensamento, permeabilidade e sucção.

Os solos residuais tropicais são solos que geralmente se encontram em estado não saturado, umidade difícil de conservar no processo de amostragem e durante a estocagem, podendo ser responsável por perturbações da amostra e do comportamento durante os ensaios de laboratório, por isso, é importante que a umidade seja conservada o mais próximo da umidade *in situ*. Cabe aqui uma sugestão quando da amostragem com retirada de blocos indeformados: além da preocupação com o registro da profundidade e orientação da amostra, como, geralmente, os blocos ao serem retirados são envoltos por parafina, recomenda-se que a ela seja adicionada 30% a 50% de vaselina, dependendo das variações térmicas a que o bloco será submetido. A vaselina objetiva eliminar a rigidez e o trincamento da parafina após o resfriamento e ao submeter o bloco de amostra a movimentações. Em geral, esses blocos são armazenados em câmara úmida, no entanto, como a parafina os isola da condição atmosférica, o aspecto relevante a ser considerado torna-se apenas a temperatura, que deve ser estável e preferencialmente compatível com o campo.

No caso das amostras deformadas, a secagem das amostras, mesmo que a temperaturas ambientes, pode, dependendo do solo, afetar as propriedades e o comportamento do solo, como exemplifica Camapum de Carvalho (2022) ao se referir ao argilomineral haloisita em estado hidratado. A secagem pode mudar a estrutura e o comportamento físico-químico do solo. Adicionalmente, deve-se evitar, no caso de solos agregados, a quebra das agregações durante o processo de destorroamento, lembrando que um agregado não é um torrão e tal quebra irá afetar as propriedades e comportamento do solo. Embora Huat *et al.* (2012), no caso geral, recomendem, para facilitar o destorroamento, que se encharque a amostra durante a noite antecedente a essa etapa, cabe destacar que, no caso de solos menos intemperizados com presença de argilominerais expansivos, isso vai interferir em seu estado de hidratação, impactando em suas propriedades e comportamento (Camapum de Carvalho e Gitirana Jr, 2021).

O exposto neste subitem coloca em evidência a importância de se ter cuidado quando da amostragem e do próprio tratamento a ser dado às amostras nas fases de estocagem e de preparação para os ensaios, pois suas propriedades e comportamento podem ser modificados de modo prejudicial ao projeto de engenharia e à própria execução da obra, como exemplificado em Camapum de Carvalho (2022).

1.2 Levantamento e avaliação de informações já existentes do local

Quando se prevê a execução de uma obra como etapa inicial na realização do estudo geotécnico, deve-se avaliar toda a documentação técnica disponível sobre o local. Vale salientar que essa etapa preliminar não dispensa a execução dos trabalhos de campo e posteriores estudos mais detalhados de laboratório e de campo.

Os estudos preliminares compreendem, fundamentalmente, o uso de:

- Cartas como as topográficas, geológicas, geomorfológicas, climatológicas, hidrogeológicas e de uso e ocupação do solo.
- Fotografias aéreas e imagens de satélites.
- Informações existentes sobre a área de interesse como relatórios técnicos e artigos.

As cartas topográficas ainda constituem-se em uma base fundamental para qualquer tipo de estudo geotécnico porque apresentam em detalhe as inclinações do terreno e os limites naturais da área, permitindo localizar a zona de trabalho adequadamente e apontando as possibilidades de se subdividir o terreno de acordo com o tipo, tamanho e riscos do empreendimento. Elas são, também, aliadas das cartas geomorfológicas, relevantes para a avaliação prévia dos locais com potencial de maior ou menor concentração de umidade ou de maior ou menor nível d'água freático.

As cartas geológicas contêm informação das formas que caracterizam o relevo, aspecto de vital importância na detecção de zonas de instabilidade. As formas fazem referência à litologia e à estrutura do estrato rochoso da região, que consiste na classificação dos materiais segundo sua origem, composição mineralógica, estratigrafia e sistema de falhas ou fraturas produzidas pelos movimentos tectônicos.

Nas cartas geomorfológicas, representam-se os processos que atuam modificando as condições iniciais, como a intemperização, sedimentação e erosão do relevo, a origem dos processos geomorfológicos e sua sequência cronológica, com especial distinção entre as formas ativas e inativas. A geomorfologia assume particular importância nos estudos em que se consideram os efeitos da não saturação do solo (Jesus, 2013).

As informações sobre precipitações, formas de drenagem, ações das ondas e correntes, posição do lençol freático, fluxo subterrâneo, umidade relativa e ação das geleiras são contidas nas cartas climatológicas e hidrogeológicas. Nas regiões tropicais, é fundamental conhecer as características da drenagem, porque elas têm um efeito importante na alteração da microestrutura dos solos. No que tange a questão dos solos não saturados, é, ainda, relevante estabelecer, nas cartas climatológicas, a condição de insolação e as direções preferenciais dos ventos, pois eles assumem grande influência sobre sua condição de hidratação. O solo encontra-se em permanente interação com a atmosfera, e esses dois elementos são fundamentais no processo de equilíbrio solo-atmosfera.

Ainda sobre as cartas, assume relevância a de uso e de ocupação do solo por estabelecer os limites geográficos dos estudos a serem realizados.

As fotografias aéreas e as imagens de satélites são uma poderosa ferramenta para avaliar o terreno, inclusive o uso e a ocupação do solo, podendo cobrir grandes áreas de forma rápida e relativamente econômica. Em todas as pesquisas, pode ser conveniente examinar as imagens em diferentes épocas para se conhecer e definir antecedentes e a potencial evolução do terreno.

A Tabela 2 resume, de forma geral, a informação do local que deve ser recopilada e avaliada na etapa preliminar de um estudo geotécnico.

Tabela 2 – Fatores básicos que devem ser recopilados e avaliados na etapa preliminar

Fator	Parâmetro	Classificação		
Topográfico	Localização	Posição		
		Limites		
		Altura		
		Declividade		
		Extensão		
Geológico	Morfologia	Relevo relativo e forma em planta		
		Ângulo da inclinação		
		Forma do perfil		
	Composição e estrutura	Tipo de roca		
		Míneralogia		
		Estratigrafia		
		Produtos de alteração		
		Falhas, fraturas, juntas e superfícies de estratificação		
		Ambiental	Clima	Precipitação anual e variação da precipitação
				Variação da temperatura
Condição de insolação				
Umidade relativa				
Hidrologia e hidrogeologia	Evapotranspiração			
	Rios/correntes			
	Fluxo subterrâneo			
Atividade humana	Vegetação	Tipo e porcentagem de cobertura		
	Catástrofes	Terremotos, tsunamis, avalanches, subsidências, etc.		
	Atividade humana	Construções, minerações, áreas se empréstimo, áreas agrícolas		

Após o levantamento da documentação existente e a análise das diferentes cartas, fotografias e imagens, recomenda-se realizar um reconhecimento em campo que permita a verificação e avaliação das informações obtidas, assim como a identificação de caminhos e vias de acesso para as explorações *in situ*.

Em continuidade, prossegue-se com a etapa de estudo da “viabilidade do projeto”, na qual se define a alternativa técnica e economicamente mais viável para a execução da obra. Nessa etapa, podem-se efetuar investigações em campo, as quais contemplem ensaios *in situ*, sondagens e ensaios geofísicos, que permitam complementar as informações já existentes e efetuar uma espacialização dos resultados obtidos na fase inicial. Nessa fase, obtém-se uma caracterização geológico-geotécnica preliminar das diferentes alternativas (é por isso que os ensaios complementários não são de tipo definitivo), descreven-

do-se os problemas ou as particularidades típicas dos solos tropicais da zona de interesse e que dão lugar a certas dificuldades que devem ser consideradas, com a finalidade de se poder identificar a melhor alternativa técnica e econômica para a realização do projeto. Finalmente, tem-se a etapa do “projeto básico”, na qual se estabelecerá o cronograma e os custos da alternativa selecionada (Pereira *et al.*, 1998).

1.3 Programa de amostragem

A informação obtida na etapa preliminar permite que se decida o tipo mais apropriado de investigação de campo e de laboratório adicional, indispensável na caracterização geotécnica de cada estrato do subsolo. A NBR 8036/1983 da ABNT regulamenta as exigências mínimas com relação ao número, à localização e à profundidade da sondagem ou de poços de simples reconhecimento. O número e localização definitiva das amostragens se definem em função do tipo, da etapa e dos fatores econômicos da obra, em conjunto com as características do entorno geológico e geomorfológico. A técnica de amostragem a ser adotada dependerá da finalidade, do tipo de solo, das condições e dos equipamentos disponíveis.

Os objetivos da exploração do subsolo compreendem a obtenção da natureza do solo e da estratigrafia do perfil; a retirada de amostras de tipo deformadas e/ou indeformadas para a identificação visual e para ensaios de laboratório; se necessário, a definição da profundidade e a natureza do leito rochoso; a realização de ensaios *in situ*; a determinação da posição do lençol freático e das condições de drenagem, assim como a definição de particularidades que possam acarretar em problemas para o empreendimento. É importante, em especial, para o estudo dos solos não saturados, que se atente para o efeito sazonal sobre a posição do lençol freático e a umidade do solo. Aqui, assumem particular importância a geologia estrutural e hidrogeologia, assim como a geomorfologia do terreno.

A descrição do solo deve conter informação da cor dos elementos em geral (esta pode ser um indicativo de mudanças químicas ou mineralógicas nos solos tropicais); a umidade (fazendo referência a seco ao ar, pouco úmido, úmido, muito úmido e saturado); a textura (tamanho e forma das partículas de solo); a estrutura (disposição das partículas e os vazios); e a composição peculiar (matéria orgânica, concreções, agregações, variações significativas de umidade e consistência do solo, etc.). A identificação genética deve conter informações geológicas (principalmente, grau de intemperização dos estratos) e informações pedológicas (para os solos transportados e residuais). Quanto à identificação geotécnica, esta deve fazer referência a propriedades como consistência, permeabilidade, resistência e rigidez dos materiais. Cabe lembrar, aqui, que, nos perfis de intemperismo tropical, muitas vezes, informações como cor e textura e limites de consistência são insuficientes para caracterizar o solo quanto ao seu comportamento (Santos *et al.*, 2005).

Para o conhecimento das propriedades geotécnicas do subsolo, existem os métodos diretos, semidiretos e indiretos de exploração. Os métodos diretos compreendem as sondagens a trado, a percussão e rotativa e os poços ou trincheiras de inspeção como sendo as técnicas mais comuns no programa de exploração. Os métodos semidiretos compreendem ensaios *in situ*, ensaios que se relacionam às propriedades e comportamentos dos solos

como o ensaio de cone (CPT), piezocone (CPTU) ou cone sísmico (SCPTU), o ensaio de palheta, os ensaios pressiométricos e dilatométricos, e de permeabilidade. Ensaios geofísicos (resistividade, sísmica, geoacústica, gravidade, penetração de radar e raios gama) constituem os métodos indiretos.

É comum que, nas fases iniciais, sejam usados os métodos mais simples, como as sondagens a trado, que permitem identificar os solos e a espessura dos estratos. Quando se requer mapear o perfil de solo e obter blocos de amostras indeformadas, são realizados os poços e as trincheiras de exploração. Conforme se vai avançando nas investigações e, dependendo das necessidades do projeto, é necessário aumentar o número de sondagens e sua profundidade, recorrendo-se a métodos como as sondagens à percussão, que permitem, além de obter amostras deformadas, encontrar o valor do índice de resistência à penetração ao longo da profundidade de exploração, de uma forma rápida e relativamente econômica, e as sondagens rotativas, que permitem a identificação da litologia e das estruturas geológicas, assim como da caracterização geotécnica dos materiais e das discontinuidades (Pereira *et al.*, 1998).

2. TÉCNICAS DE AMOSTRAGEM

2.1 Equipamentos de amostragem

Neste item, serão abordados os principais equipamentos de amostragem em solos não saturados.

A amostragem em solos não saturados pode ser realizada a partir de sondagens à percussão (SPT), sondagens a trado, programa de amostragem utilizando-se amostradores tubulares e escavando-se poços e/ou trincheiras. Essa amostragem pode ser superficial ou em subsuperfície.

As seguintes normas brasileiras referentes ao tema apresentam os equipamentos principais utilizados para amostragem, a saber:

- ABNT NBR 9604/2016 – Abertura de Poço e Trincheira de Inspeção em Solo, com Retirada de Amostras Deformadas e Indeformadas.
- ABNT NBR 9603/2015 – Sondagem a Trado.
- ABNT NBR 9820/1997 – Coleta de Amostras Indeformadas de Solos de Baixa Consistência em Furos de Sondagem.

Vale a pena citar, ainda, algumas normas americanas relativas ao assunto, tais como:

- ASTM D1452-09.
- ASTM D7015-13.

A Figura 1 apresenta dois tipos de trados citados pela norma ASTM D1452-09, que são muito utilizados em amostragem superficial: a) Cavador e b) Trado-Concha (ou trado cavadeira, segundo a ABNT NBR-9603/2015).

São utilizados os seguintes materiais para a coleta de amostras indeformadas do tipo bloco: pá, picareta, enxada, alavanca, espátula, faca, facão, caixa de madeira, prego, parafuso, arame, martelo pedológico, chave de fenda, placa fina de aço, papel filme, pa-

pel alumínio, talagarça parafina, aquecedor, recipiente para liquefação da parafina, panela, pincel e serragem.

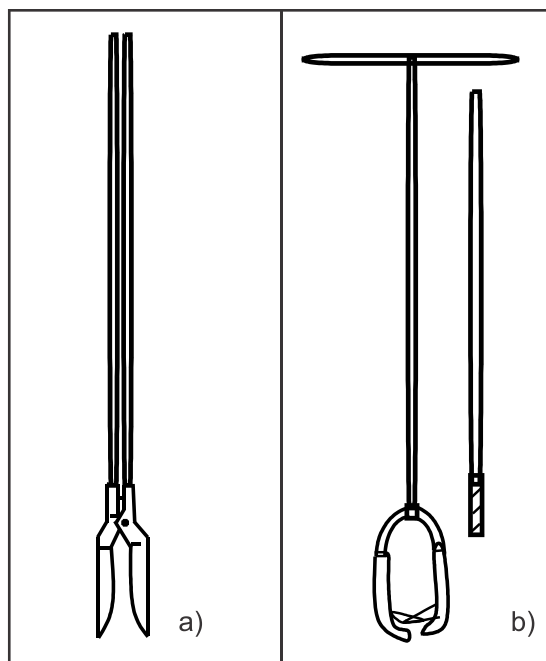


Figura 1 - Trados utilizados em perfuração e amostragem de solo:
a) Cavador e b) Trado-Concha (adaptado de ASTM D1452-09 e ABGE, 2013)

2.2 Amostragem de solos superficiais

2.2.1 Coleta de amostras indeformadas e deformada

A NBR 9604/2016 da ABNT – Abertura de Poços e Trincheiras de Inspeção em Solo com Retirada de Amostras Deformadas e Indeformadas – descreve os procedimentos básicos da coleta de deformadas e indeformadas do tipo bloco. A Figura 2, extraída de Santiago (2009), apresenta esquematicamente as etapas para coleta de amostras indeformadas do tipo bloco.

a) Local de obtenção das amostras:

A escolha do local de coleta das amostras varia de acordo com a finalidade do programa de investigação: identificação e caracterização das unidades de mapeamento projetos de fundações e irrigações, poluição ambiental de solo, estabilidade de talude, etc. A escolha do local deve ser representativa das unidades pedológicas, geológicas e geotécnicas. Por isso, a escolha do local só deve ser feita após o reconhecimento da área. O local de coleta das amostras deve estar georreferenciado e referenciado ao projeto.

b) Geometria do poço:

Embora não exista regra para estabelecer a área ideal e o tamanho do poço, as suas dimensões dependem das variações das camadas e profundidade a ser investigada. É recomendado que tenha dimensão de 1,50 m de largura e 1,20 m de comprimento e a profundidade é variável. A quantidade e a profundidade de coleta de cada amostra devem estar associadas ao objetivo do programa de investigação a ser realizado. Para profundidades maiores do que 2,0 m, é necessário fazer escoramento das paredes do poço. Nesse caso, as paredes do poço deve ter uma inclinação de 1:10 em relação à vertical, e a área do poço na superfície deverá ser maior do que 1,50 m X 1,20 m em função da profundidade a ser atingida. É recomendado que, em cada profundidade, sejam retirados dois blocos.



Figura 2 – Moldagem dos blocos: (a) Início da escavação do poço com área de 1,30 m X 1,30 m; (b) Escavação do poço na profundidade 1,20 m; (c) Moldagem de duas amostras na mesma cota; (d) Amarração com fita adesiva do tecido de algodão; (e) Bloco pronto para transporte (Santiago, 2009)

a) Procedimento de coleta de amostra indeformada do tipo bloco:

- i) Escavar manualmente o poço com seção definida por meio de picareta, enxada e pá até a profundidade desejada para a moldagem do bloco.
- ii) Coletar amostras deformadas a cada metro, horizonte ou camada representativa com as respectivas identificações em saco plástico e de lona em quantidade suficiente para a realização dos ensaios planejados.
- iii) O bloco deve ter formato cúbico, com arestas de 0,30 m a 0,40 m, moldado com espátula ou faca, sendo o topo e as laterais envolvidas, nessa ordem, por papel filme, pa-

pel alumínio, talargaça e parafina, que devem ter espessura de 1,5 cm para proteger e manter a umidade do solo.

iv) A base do bloco pode ser cortada com fio de arame de aço (para solos menos resistentes), com espátulas, facas ou facões (para solos mais resistentes). Deve-se evitar vibração ou choque para cortar a base do bloco; no caso de solos com lamelaridade e orientação de partículas deve ser realizada a identificação dos lados, do topo e da base do bloco.

v) O bloco de solo deve ser colocado em uma caixa de madeira de formato cúbico com arestas 0,35 m (para o bloco de 0,30 m de aresta) ou 0,45 m (para o bloco de 0,40 m de aresta), com indicação de topo. Em solos menos resistentes e granulares com baixa umidade, é recomendado colocar uma chapa fina de aço na base do bloco para auxiliar na movimentação da base do bloco para cima.

vi) Com a base do bloco voltada para cima, dentro da caixa de madeira, será feita a regularização da base, com o auxílio de uma espátula e, posteriormente, serão envolvidos com papel filme, papel alumínio, telargaça e parafina.

vii) Os espaços vazios entre o bloco e a caixa de madeira devem ser preenchidos com serragem.

viii) As etiquetas de identificação devem ser colocadas no topo do bloco e da caixa, contendo informações como: local, data da coleta, número do bloco, profundidade, obra e coordenadas geográficas. Deve-se colocar, na caixa de madeira, o símbolo de frágil.

ix) Fixar à tampa a caixa de madeira por meio de parafusos e chaves de fenda.

x) Transportar o bloco com cuidado para não haver choques, vibrações e perda de umidade.

2.3 Amostragem de solo de subsuperfície

2.3.1 Tubulares

Neste item, serão abordados os principais tipos de amostradores tubulares que podem ser utilizados em solos não saturados. A seguir, será feita uma descrição dos amostradores tubulares Shelby aberto e pistão estacionário.

Hvorslev (1949) comenta que um amostrador de tubo aberto, bastante simples, foi introduzido por Mohr (1936). Consistia de um tubo metálico inoxidável de parede fina da marca “Shelby” que é acoplado a uma cabeça de amostragem e às hastes de sondagem. A Figura 3a apresenta esse amostrador. Aperfeiçoamentos posteriores consistiram na colocação de uma sapata de corte. A amostra é preservada e transportada para o laboratório no próprio tubo.

Um amostrador de parede fina, ainda segundo Hvorslev (1949), pode ser arbitrariamente definido como sendo o tubo de amostragem com a espessura da parede menor do que 2,5% do seu diâmetro. A principal vantagem desse tipo de amostrador seria a simplicidade operacional. Ele possui, na cabeça de amostragem, aberturas para saída da água, além de válvula de proteção contra formação de coluna de água (Figura 3a).

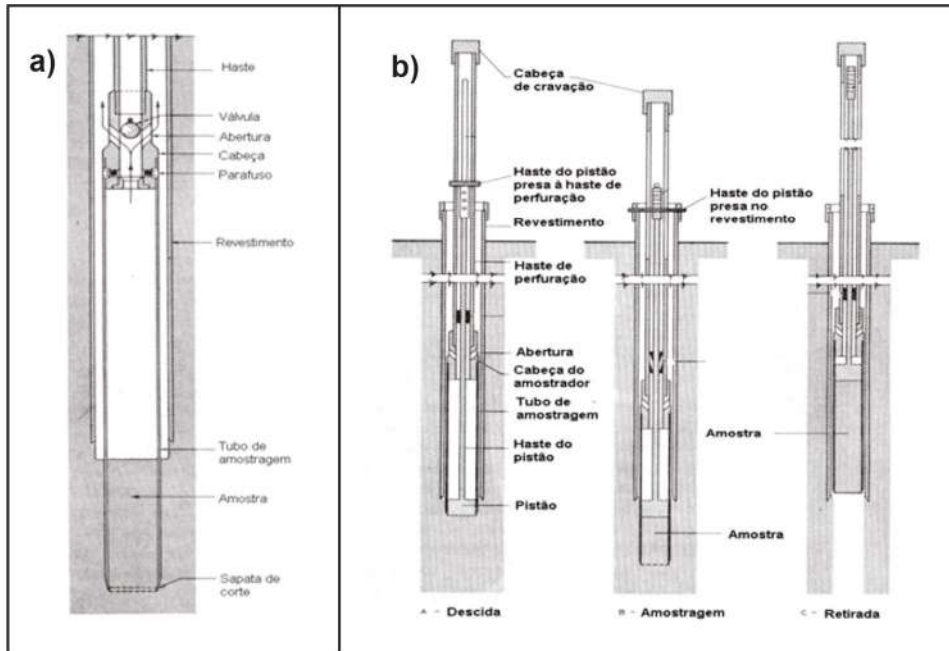


Figura 3 – Amostradores: a) Amostrador tubo aberto (Shelby) de parede fina (Hvorslev, 1949), muito utilizado na prática geotécnica nordestina, b) Amostrador dotado de pistão estacionário (Olsson, 1925 citado por Hvorslev, 1949)

A Norma Brasileira de Amostragem de Solos Coesivos em Furos de Sondagem (NBR 9820/1977) prescreve que o diâmetro mínimo recomendado deve ser igual a 100 mm, aceitando-se, em casos excepcionais, 75 mm. Infelizmente, muitas vezes, essa recomendação não é atendida na prática rotineira de amostragem, o que prejudica a qualidade da amostra coletada e, conseqüentemente, a confiabilidade dos resultados dos ensaios de laboratório. Outros critérios da geometria do amostrador também devem ser atendidos para se enquadrarem na referida Norma, tais como: relação de folga interna e índice de área. Para maiores detalhes, ver ABNT NBR 9820/1977 e Oliveira (2002).

Outro tipo de amostrador tubular utilizado é o pistão estacionário. Um amostrador de pistão, segundo Hvorslev (1949), é um amostrador em que a extremidade inferior do tubo de amostragem é fechada com um pistão. A grande vantagem desse tipo de amostrador é que o pistão impede a entrada de solo amolgado da base do furo dentro do tubo. Ele é apresentado esquematicamente na Figura 3b.

Justino da Silva (2001) e Justino da Silva e Rolim (2002) apresentam um processo simples para extração de amostra indeformada tipo Shelby em uma argila expansiva não saturada e fissurada do litoral Pernambucano, no município de Paulista-PE. Os autores projetaram uma prensa, na qual a reação do terreno à cravação do amostrador é suportada por uma viga metálica treliçada, presa, por braçadeiras, a dois tirantes. As Figuras 4 a 5 ilustram o procedimento adotado.

O tipo de amostra que se obtém com o trado espiral é de tipo deformada e requer mão de obra intensa, porque o solo se adere aos elementos perfurantes. Especificamente esse tipo de amostrador se limita ao uso em solos que não sofram colapso e a profundidades menores de 6 m. Os diâmetros do trado variam de 4 a 8 polegadas.

No caso do trado com haste oca, obtém-se amostras indeformadas ou pouco deformadas até profundidades de 40 m. Não é fácil seu uso em siltes e areias fofas abaixo do lençol freático. Nesses casos, é necessário equilibrar a pressão da coluna de água com introdução de água pelo orifício da haste.

O funcionamento do trado helicoidal com haste oca é simples: ao longo no interior do trado helicoidal, instala-se uma barra central, que termina ao final do trado com uma broca pequena. Essa barra gira junto com o trado helicoidal quando se perfura. Para a coleta da amostra, retira-se a barra central e coletam-se as amostras (Figura.6).

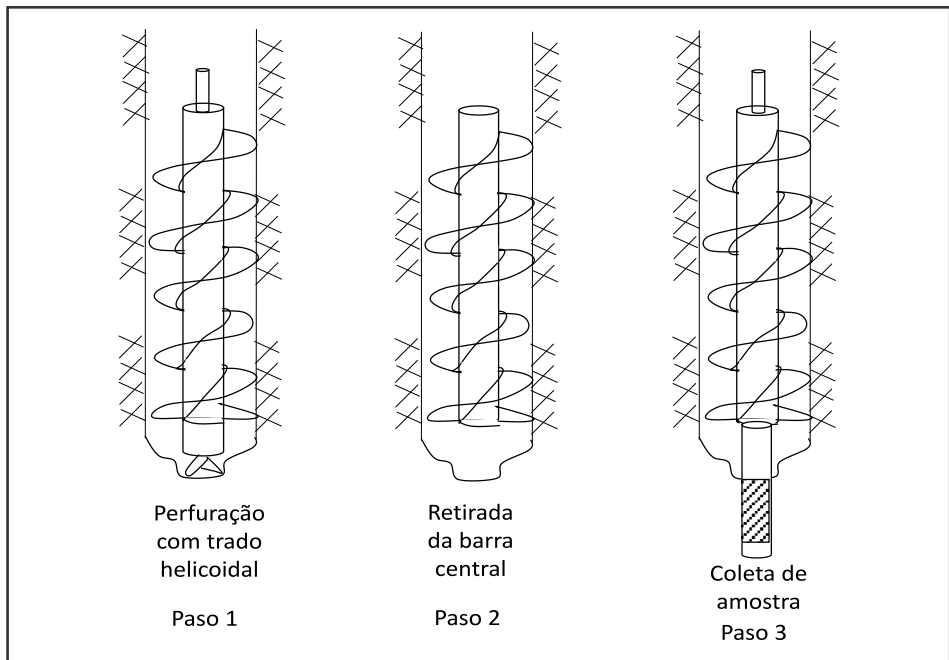


Figura 6 - Extração de amostra com trado helicoidal de haste oca

3. PREPARAÇÃO DE AMOSTRAS E DE CORPOS DE PROVA PARA ENSAIOS

Os solos tropicais, a mineralogia e a microestrutura têm uma ampla influência nas propriedades e comportamento de engenharia, o que os diferencia dos solos sedimentares formados em regiões de clima temperado e frio para os quais foram definidos os procedimentos de ensaios normalizados. É por isso que a preparação das amostras de solos tropicais exige certos cuidados e análises complementários.

Faz-se necessário, na preparação de amostras e corpos de prova para a realização de ensaios geotécnicos, que se leve em consideração fatores como a distribuição de poros e a presença de agregados no solo. A distribuição de poros é relevante, porque pode dar indicativos de que o solo não se comportará segundo os modelos tradicionais, e a presença de agregados é um indicativo da sensibilidade estrutural do solo a tratamentos como a secagem prévia devido ao fato de que, geralmente, eles são constituídos por diferentes minerais com propriedades térmicas distintas.

3.1 Caracterização física

A preparação das amostras para a caracterização física segue as seguintes recomendações da Associação Brasileira de Normas Técnicas.

ABNT NBR 6457/2016 – Amostras de solo – preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização

ABNT NBR 7181/2016 – Análise granulométrica – procedimento.

ABNT NBR 6508/2016 – Determinação da massa específica.

ABNT NBR 6459/2016 – Determinação do limite de liquidez.

ABNT NBR 7180/2016 – Determinação do limite de plasticidade.

ABNT NBR 7182/2016 – Ensaio de compactação.

Na caracterização física, um dos cuidados que se deve ter na fase de preparação das amostras para os diferentes ensaios e que, geralmente, não se conhece, é com relação à distribuição de poros e à mineralogia e composição dos agregados e microagregados.

A secagem prévia do solo na fase de preparação de amostras causa alteração no estado físico dos minerais por efeito da desidratação e variações térmicas; por exemplo, no caso de o solo conter haloisita hidratada, ela se desidratará, irreversivelmente, na secagem, alterando os limites Atterberg e superestimando o valor do peso específico dos grãos (Gs), o que pode conduzir a um erro na determinação da porcentagem de fração argila e do índice de vazios, além de provocar a existência de diferenças entre o estado do solo em laboratório e no campo, por exemplo. Nesse caso específico, a curva de compactação de laboratório oferecerá uma umidade ótima menor do que aquela que se terá no campo, onde o solo não é submetido à secagem ou, pelo menos, à secagem em níveis semelhantes aos de laboratório.

Adicionalmente, no processo da secagem, quando os microagregados e agregados contêm, em seus interiores, minerais com diferentes coeficientes de dilatação térmica, pode ocasionar o surgimento de microfissuras, que possibilita sua quebra ou, pelo contrário, pode ocorrer o fortalecimento das cimentações, agregando as partículas ou melhorando a estabilidade dos agregados já existentes. No caso da quebra, por exemplo, na curva granulométrica, as amostras com pré-secagem exibem maior conteúdo de finos que as amostras ensaiadas na umidade natural. Quando ocorre a agregação das partículas, formam-se partículas de tamanhos maiores, que permanecem unidas, mesmo ao se reumedecer o solo, por exemplo, alguns solos argilosos podem tomar o aspecto de areias ou siltes ao secar-se, apresentando uma plasticidade menor (Fookes, 2004), mas a secagem pode, ainda, apenas conferir estabilidade às agregações.

Quanto à desagregação dos solos tropicais, esta deve ser realizada com muito cuidado, devido à fragilidade de certas cimentações que se encontram comumente neles presentes. É por isso que a separação das partículas deve limitar-se a uma simples pressão dos dedos para se evitar a quebra dos agregados. Os efeitos desses agentes cimentantes podem ser observados a partir dos ensaios de granulometria com e sem o uso de um dispersante (defloculante). Com o defloculante, obtém-se a distribuição individualizada dos grãos, e, sem o defloculante, a granulometria real do solo no campo, cabendo lembrar que, se o solo passou por secagem prévia, esta pode ter sido afetada. A diferença nos resultados pode indicar um potencial de instabilização estrutural dos agregados diante da presença de certas águas (Figura 7). É por isso que, nesse tipo de solos, pode ser preferível colocá-los durante à noite no agente dispersante que exercer pressão para separar as partículas. Destaca-se, ainda, que o agente separador ou desagregador do solo deve estar relacionado à finalidade do estudo, por exemplo, se ele se destina à avaliação de um local para implantação de lagoas de estabilização, recomenda-se o uso de defloculantes químicos, porém, se a finalidade é a construção rodoviária, o melhor seria o uso de ultrassom, compatibilizando a desagregação com os riscos de desagregação no campo. No entanto, se a finalidade for a definição do percentual de agregados, fundamental nas análises de distribuição de poros nos solos, o ideal será fazer a junção entre os dois mecanismos de desagregação, o químico (uso de defloculante) e o físico (uso do ultrassom).

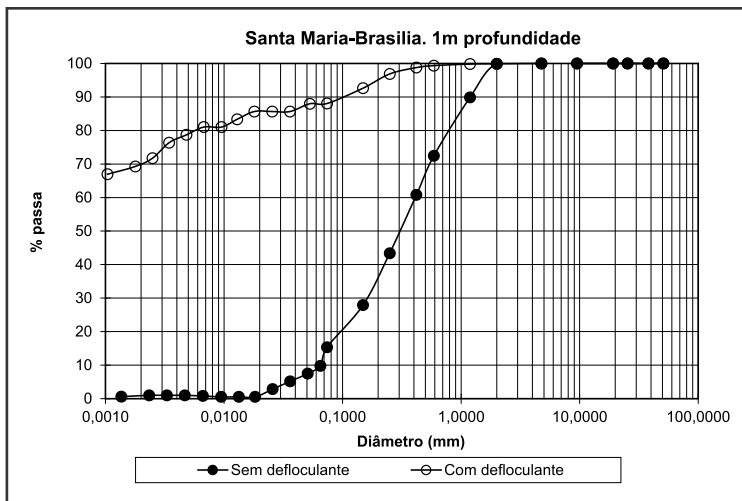


Figura 7 – Resultados granulometria com e sem defloculante

Como tratamento geral, mesmo que se disponha de informações específicas, é melhor a prevenção e supor que todos os solos tropicais são afetados pela secagem, embora estejam secos ao ar. Em consequência, os ensaios de classificação devem ser realizados com os solos em sua umidade natural, a menos que se possa estabelecer que a secagem não tem efeitos significativos nos resultados dos ensaios. Isso pode ser feito realizando-se alguns ensaios com e sem secagem prévia para efeitos comparativos.

É importante destacar que, em solos Saprolíticos com agentes cimentantes, o ensaio de compactação com reuso do material, como especifica a ABNT NBR 7182/2016, a adição da água e a aplicação da energia de compactação pode levar à mudança da granulometria do solo para cada ponto de umidade e peso específico aparente seco obtido na curva de compactação. Nesse caso, é recomendado realizar o ensaio de compactação sem reuso da amostra do solo. Em campo, a amostra é compactada sem reuso.

Ainda, é importante destacar que, nos solos com matéria orgânica, os ensaios de limite de liquidez e plasticidade sejam realizados sem a secagem prévia do material. A primeira determinação da amostra é feita na umidade natural, adicionando ou dessecando água para se obter os demais determinações sem a secagem prévia.

3.2 Caracterização química

Para a caracterização química do solo, é importante se obter as seguintes determinações: pH em água, pH em KCl, pH em CaCl_2 , carbono orgânico, matéria orgânica, cálcio e magnésio ($\text{Ca}^{2+} + \text{Mg}^{2+}$) trocável, cálcio (Ca^{2+}) trocável, trocável, sódio (Na^+) trocável, potássio (K^+) trocável, acidez e alumínio ($\text{H}^+ + \text{Al}^{3+}$) extraível, hidrogênio extraível (H^+), percentagem de ferro no extrato sulfúrico (Fe_2O_3) e alumínio (Al_2O_3), sílica no extrato sulfúrico (SiO_2), água no extrato de saturação, condutividade elétrica no extrato de saturação e sais solúveis. Os matérias e métodos são descritos no Teixeira *et al.*, (2017).

A preparação das amostras de solo para caracterização química dos solos tem o segue procedimento:

- i. Coletar, protocolar e identificar a localização de cada ponto de amostra coletado e depositar as amostras em bandejas, espalhadas e destorroadas com as mãos ou com ajuda de almofariz, suavemente.
- ii. Guardar em local seco e ventilado, o tempo necessário para a amostra secar ao ar.
- iii. Pesar e anotar a massa da amostra que vai ser preparada.
- iv. Destorrear a amostra seca, separando-se a fração grosseira com um rolo de madeira com cuidado pra não quebrar as pedras.
- v. Passar o material destorreado em peneira de 2 mm, separando-se a terra fina da fração grosseira do solo.

Paiva (2008) elaborou, de forma sistemática e ilustrada, cada uma das etapas do procedimento para obter a determinação química.

3.3 Caracterização mineralógica

A composição mineralógica dos solos tropicais tem um papel relevância no seu comportamento. É por isso que a caracterização mineralógica ou identificação dos minerais presentes no solo é relevante. Os métodos mais frequentemente usados são a difração de raio-X, a análise termodiferencial e a microscopia ótica.

a) Difração de raios-X:

A difração de raio-X é uma análise que permite identificar o mineral argílico. Consiste na utilização de um aparelho (difratômetro), que faz incidir um feixe de raio-X monocromático sobre o cristal de élon. Esse feixe difratado pode ser medido por um detector de raio-X, que é centralizado estrategicamente para produzir um perfil de difração ou difratograma. No registro gráfico (difratograma), são apresentados picos que representam as distâncias interplanares entre as bases formadas pelos planos cristalinos do mineral. Os picos assim obtidos estão relacionados a vários ângulos de um goniômetro e, através desses ângulos, o espalhamento cristalográfico dos minerais são calculados pela lei de Bragg (Equação 1). Dois minerais distintos não possuem exatamente as mesmas distâncias interatômicas nas três dimensões. Os ângulos de difração determinados caracterizarão os diferentes tipos de minerais. Para a identificação de cada mineral, utiliza-se o pico primário ($n = 1$ na equação de Bragg), entretanto, o pico secundário de um mineral ($n > 1$) pode coincidir com o primário de outro. Assim, antes de realizar o ensaio e obter o difratograma, é necessário preparar as amostras adequadamente para não haver dificuldades na interpretação dos resultados.

$$n\lambda = 2d \sin\theta \quad (\text{Eq. 1})$$

λ = comprimento de onda do feixe de raio-X monocromático empregado na radiação

O valor do comprimento de onda da radiação incidente, mais frequente nos equipamentos que é 0,154 nm.

n = número inteiro representa ordem de difração do plano considerado.

d = distância interplanar.

θ = ângulo de Bragg ou de incidência do feixe de raio-X.

A preparação da amostra do solo para análise mineralógica por difração de raio-X, requer a separação das frações do solo, areia do silte + argila e silte da argila. Paiva (2015) apresenta, de forma didática e ilustrada, a preparação das amostras e lâminas que serão, aqui, descritas de forma mais simplificada.

i. Separação da fração areia por peneiramento:

Pré-tratamento da amostra (se necessário) – proceder à dispersão com solução de carbonato de sódio (Na_2CO_3) pH = 9,5 (2g de Na_2CO_3 para 18 L de água destilada), corrigir o pH com potenciômetro. Para se remover a areia do solo, por peneiramento úmido, utiliza-se a peneira de malha 400 (0,053 mm), apoiando em um funil e deste, escoando-se para uma proveta de 1000 mL, ficando, na suspensão, silte e argila.

ii. Separação da fração silte e argila por sedimentação:

Completa o volume da proveta para 1000 mL com a solução de Na_2CO_3 pH = 9,6. Homogeneizar com agitador magnético e deixar em repouso por 8 horas, tempo necessário para as partículas com diâmetro menor que 0,002 mm se sedimentarem a uma distância de 10 cm do volume da suspensão. As partículas com diâmetro maior que 0,002 mm estarão traspondo o limite de 10 cm de profundidade da proveta. Decorridas as 8 horas, retirar, por sucção, até a profundidade de 10 cm iniciais da massa líquida. Posteriormente

te, é transportado para um Becker de 1000 mL. Repetir esse procedimento até que, nos 10 cm de suspensão, estejam completamente limpos e livre de argila, ficando os sedimentos decantados no Becker (argila) e na proveta (silte). Separar a argila por centrifugação, reservando a argila para preparar as lâminas.

iii. Preparação das lâminas para análise mineralógica da argila:

Antes da preparação das lâminas, as amostras são saturadas com magnésio e potássio.

A saturação com magnésio (Mg) e a preparação da lâmina tem o seguinte procedimento:

a) Efetuar uma lavagem com solução 10 normal de cloreto de magnésio ($MgCl_2$). Colocar uma alíquota da argila ($\pm 0,5$ g) em um tubo de ensaio, adicionar ± 5 mL da solução de $MgCl_2$ 10 normal e agitar por 5 min com um agitador; em seguida, centrifugar e separar a argila da solução.

b) Efetuar uma lavagem com solução 1 normal de cloreto de magnésio ($MgCl_2$).

No tubo da lavagem anterior (1) após a separação, adicionar ± 5 mL da solução de $MgCl_2$ 1 normal e agitar por 5 min com um agitador; em seguida, centrifugar separando a argila da solução.

c) Efetuar duas lavagens com solução 1 normal de acetato de magnésio ($Mg(CH_3COO)_2$) pH=7. No tubo da lavagem anterior (b) após a separação, adicionar ± 5 mL da solução de ($Mg(CH_3COO)_2$) pH=7 e agitar por 5 min com um agitador; em seguida, centrifugar e separar a argila da solução. Efetuar essa lavagem por duas vezes. Retirar o excesso das soluções e repetir o processo para cada lavagem.

d) Efetuar uma lavagem com solução 50% de etanol (CH_3CH_2OH) ou metanol (CH_3OH). No tubo da lavagem anterior (c) após a separação, adicionar ± 5 mL da solução 50% de etanol (CH_3CH_2OH) ou metanol (CH_3OH) agitar por 5 min com um agitador e, em seguida, centrifugar e separar a argila da solução.

e) Efetuar três ou mais lavagens com solução 95% de etanol (CH_3CH_2OH) e proporções variadas de acetona (CH_3COCH_3) se tiver problema de flocular. No tubo da lavagem anterior (d) após a separação, adicionar ± 5 mL da solução 95% de etanol e agitar por 5 min com um agitador e, em seguida, centrifugar e separar a argila da solução. Efetuar essa lavagem por três ou mais vezes.

f) Verificar se a argila ainda apresenta cloreto (Cl) das soluções anteriores, colocando algumas gotas da solução de nitrato de prata ($AgNO_3$) 1,0% na solução de lavagem anterior, após a separação da argila. Ficando turvo, confirma a presença de cloreto pela formação do cloreto de prata ($AgCl$), então, repetir mais algumas lavagens com etanos até que a solução permaneça hialina.

g) Efetuar uma lavagem com solução 10% de glicerol em etanol (CH_3CH_2OH). Agitar por 5 min e preparar uma lâmina, tendo o cuidado de formar uma camada bem delgada na lâmina de vidro.

h) Colocar algumas gotas da suspensão na extremidade da lâmina e efetuar um esfregaço com outra lâmina para formar uma película da argila bem delgada. Deixar secar naturalmente dentro de um dessecador com sílica gel ou cloreto de cálcio. Identificar a lâmina.

A saturação com potássio (K) e a preparação da lâmina têm o seguinte procedimento:

a) Efetuar cinco lavagens com solução 1,0 normal de cloreto de potássio (KCl).

Colocar uma alíquota da argila ($\pm 0,5$ g) em um tubo de ensaio, adicionar ± 5 mL da solução de KCl 1,0 normal e agitar por 5 min com um agitador; em seguida, centrifugar por 10 min, separando a argila da solução. Efetuar essa lavagem por cinco vezes. Retirar o excesso das soluções.

b) Efetuar uma lavagem com água. No tubo da lavagem anterior (1) após a separação, adicionar ± 5 mL de água, agitar por 5 min com um agitador, em seguida, centrifugar por 10 min, separando a argila da água.

c) Efetuar cinco lavagens com metanol a 99% com acetona se tiver problema de floculação. No tubo da lavagem anterior (b) após a separação, adicionar ± 5 mL de metanol a 99% com acetona, agitar por 5 min com um agitador; em seguida, centrifugar por 10 min, separando a argila da solução. Efetuar essa lavagem por cinco vezes se apresentar problema de floculação.

d) Verificar se a argila ainda apresenta cloreto (Cl^-) das soluções anteriores, colocando algumas gotas da solução de nitrato de prata (AgNO_3) 1,0% na solução de lavagem anterior, após a separação da argila. Ficando turvo, confirma a presença de cloreto pela formação do cloreto de prata (AgCl), então, repetir mais algumas lavagens com metanol até que a solução permaneça hialina.

e) Preparar três lâminas com a suspensão da argila com potássio.

Preparar três lâminas com a suspensão da argila com água ou metanol, tendo o cuidado de formar uma camada bem delgada na lâmina de vidro. Colocar algumas gotas da suspensão na extremidade da lâmina e efetuar um esfregaço com outra lâmina para formar uma película da argila bem delgada. Deixando secar naturalmente dentro de um dessecador com sílica gel ou cloreto de cálcio. Identificar a lâmina.

1) A primeira lâmina, secar na temperatura ambiente e guardar, no dessecador identificado, a lâmina.

2) A segunda lâmina, após seca, colocar em uma mufla e aquecer até uma temperatura de 300°C por duas horas; deixar a mufla esfriar naturalmente até a temperatura ambiente e colocar, no dessecador identificado, a lâmina.

3) A terceira lâmina, após seca, colocar em uma mufla e aquecer até uma temperatura de 550°C por duas horas; deixar a mufla esfriar naturalmente até a temperatura ambiente e colocar, no dessecador identificado, a lâmina.

As lâminas assim preparadas são levadas ao difratômetro, e é obtido o registro gráfico (difratograma), com indicação dos picos que representam as distâncias interplanares, em que os minerais podem ser identificados a nível de grupo, usando-se as reflexões de primeira ordem, de acordo com Jackson (1979) e Dixon e Weed (1989). A Figura 8 apresenta de forma esquemática a estrutura cristalina dos principais argilominerais.

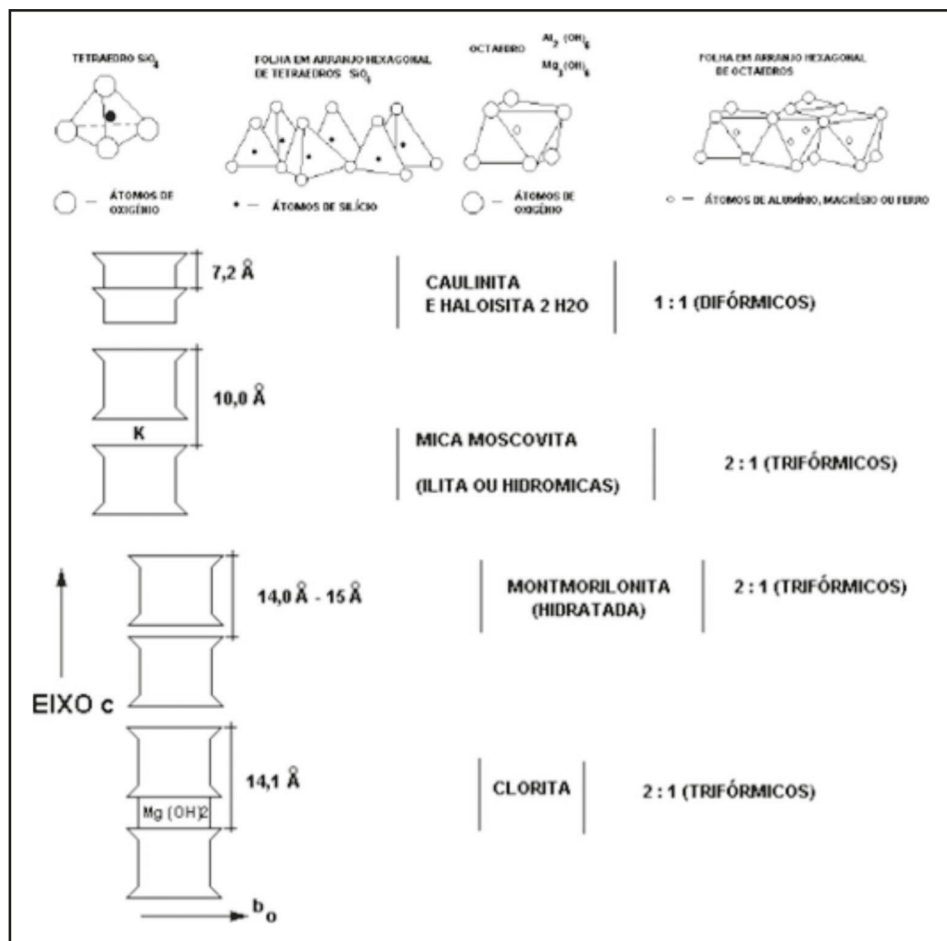


Figura 8 - Representação esquemática da estrutura cristalina dos principais argilominerais (adaptado de Souza Santos, 1989)

b) Análise Térmica Diferencial (ATD) e Termogravimétrica (ATG):

A termografia (TG) é uma técnica termoanalítica empregada no estudo de substâncias que se decompõem por aquecimento (enquanto a amostra é submetida a uma programação controlada de temperatura), dando origem a compostos voláteis. A termogravimetria permite um detalhamento por meio de registro da variação de massa da amostra (perda ou ganho) em função da temperatura (T) ou tempo (t). A termografia derivada (DTG) fornece a derivada primeira da curva termogravimétrica, em função do tempo ou da temperatura.

As análises térmicas diferencial e termogravimétrica são instrumentos de grande aplicação no estudo de argilas como método de identificação de argilominerais e suas misturas. As transformações endo ou exotérmicas, quando ocorrem, aparecem como deflexões em sentidos opostos na curva termodiferencial. A ATG consiste, também, no

aquecimento da argila à taxa constante, porém, nesse caso, está ligada a uma balança na qual são registradas variações de sua massa em função da temperatura.

O equipamento de ensaio é constituído, basicamente, por uma microbalança, um forno, um programador de temperatura e um computador. E procede-se ao seguinte procedimento:

- estabelecer, no programa de computador, interligado ao equipamento, as temperaturas inicial e final da análise e a velocidade de variação de temperatura;
- colocar o cadinho vazio no equipamento, para zerar a massa desse recipiente;
- retirar o cadinho do equipamento e colocar a amostra;
- colocar a amostra (1,0 g de solo sem receber nenhum tratamento prévio) e o cadinho no equipamento e acionar o comando para executar a leitura;
- tendo completado o ciclo de temperatura, pré-estabelecido, retira-se o cadinho com o que restou da amostra e efetua-se a limpeza desse recipiente.

As informações são gravadas no computador, que gera uma curva de TG e DTG. Hoje, há livros, atlas e fichas que permitem a identificação da maioria dos argilominerais e minerais conhecidos. A posição, a forma e a intensidade dos picos endo e exotérmico dos termogramas possibilita a identificação bastante precisa desses argilominerais puros.

c) Microscopia Ótica:

A Microscopia Ótica (MO) permite observar e analisar o arranjo dos agregados (esqueleto, plasma e fundo matricial), suas relações e grau de preservação face às adições e perdas. Propicia uma contribuição importante nas deduções dos processos pedológicos. O estudo da micromorfologia do solo através da MO consiste na observação de lâmina através de equipamentos ópticos. Essa técnica vem avançando através da análise qualitativa e quantitativa da microestrutura do solo e porosidade através da análise de imagens por meio digital.

A preparação das amostras para a observação na Microscopia Ótica (MO) requer um conjunto de procedimentos que envolvem secagem, impregnação de resina, colagem, cortes polimento e observação.

i) *Secagem* – As amostras indeformadas ou compactadas do solo são moldadas em caixas metálicas (Kubiena) de formato cúbico com dimensões (0,11 a 0,10 m X 0,05 a 0,06 m X 0,03 a 0,05 m, mais frequentes). A secagem pode ser realizada por meio de dessecadores com aplicação de pequenos vácuo e até haver constância de peso. Esse processo é mais lento, entretanto, provoca menores contrações em solos com argilominerais expansivos. Pode-se colocar, também, amostras em estufa a 40°C, por um período, e verificar ocorrência de constância de peso após sucessivas pesagens. O tempo requerido é superior a 72 horas.

ii) *Impregnação com resina* – Após a secagem, as amostras são impregnadas com resinas de poliéster, segundo metodologia descrita por Jongerius e Heintzberger (1963). A impregnação pode ser feita por vácuo e submersão. Nas mostras de estrutura sensível é aconselhável evitar o vácuo.

iii) *Cortes e polimentos* – A mostra impregnada com a resina é colocada para endurecer, cortada em máquina com serras diamantadas e polidas em uma das faces. O bloco de solo endurecido é colado em lâmina de vidro com dimensões de 110 x 75 x 1,2 mm (mais frequentes) e levado à prensa para fixação por 12 horas, sendo cortado na máquina para ficar com espessura de 2,0 mm. A amostra do solo é polida na máquina, com abrasivos de óxido de alumínio de diâmetros: 25, 9,5, e 5,0 mm, e limpada em aparelho de ultrassom, para ficar com espessura de 25 a 30 mm. Complementando, a amostra é polida à mão com abrasivo de 5,0 mm, levada ao ultrassom para limpeza completa e coberta com uma lamínula de vidro para que a seção delgada ficasse protegida (Murphy, 1986).

iv) *Observação das lâminas* – Utiliza-se microscópio petrográfico. As terminologias usadas nas descrições micromorfológicas podem ser de Brewer (1976), Brewer e Pawluk (1975) e Bullock *et al.* (1985). Para adaptação dos termos para o português, pode-se utilizar as sugestões de Lima *et al.* (1985), Stoops (1986), Santos *et al.* (1991) e Luz *et al.* (1992).

v) *Obtenção e observação das micrografias* – Para a obtenção das micrografias, utiliza-se uma câmara fotomicrográfica com controle de exposição automático, acoplado ao microscópio petrográfico. Para a legenda das micrografias, podem-se utilizar abreviações, como: XPL, para nicóis cruzados; PPL, quando apenas o analisador foi inserido; e GP, quando se utiliza placa de gesso.

4. CARACTERIZAÇÃO MICROESTRUTURAL

A microestrutura pode ser observada através da Microscopia Ótica - MO (descrita no item 3.3 C), por meio de Microscopia Eletrônica de Varredura - MEV e Tomografia Computadorizada - TC.

a) Microscopia Eletrônica de Varredura - MEV

Nos solos tropicais, não é possível pensar nas partículas de solo de maneira individual, devido aos agrupamentos que apresentam, formando grãos agregados que refletem no comportamento físico e mecânico do solo. É por isso que a microscopia eletrônica de varredura (MEV) se torna uma técnica altamente valiosa por sua distância e profundidade focal que permite estudar a microestrutura e confirmar a presença de minerais específicos a partir das características morfométricas dos solos.

No MEV, um feixe de elétrons de alta energia, incide na superfície da amostra, onde ocorre uma interação, e parte do feixe é refletido e coletado pelo detector. As imagens são obtidas a partir das interações inelásticas de elétrons secundários e pelas interações elásticas entre os elétrons retroespalhados com a amostra. O MEV utiliza mais as imagens obtidas por elétrons secundários, fornecendo imagens de maior resolução com impressão tridimensional, facilitando a interpretação, e as imagens por BSE apresentam contraste de composição presentes nas amostras.

O MEV permite observar amostras ampliadas em muitas vezes, com boa resolução de imagem. Essa técnica, quando acoplada a um analisador de energia dispersa (EDS), contribui para identificar a constituição química do mineral, permitindo uma análise mais detalhada dele. Enquanto o MEV propicia nítidas imagens, o EDS permite a identificação mineral.

Para observar a microestrutura dos solos no MEV, é necessário que os solos tenham baixa umidade (praticamente seco) e que a microestrutura esteja preservada. Entretanto, a técnica requer um conjunto de operações que envolvem secagem, corte, superfície de observação pouco acidentada e uniformidade na metalização da superfície a observar. Os efeitos desses procedimentos devem ser reduzidos para se ter uma superfície de observação com menor perturbação possível (McGown e Collins, 1975); Ferreira, 1995).

A preparação das amostras para serem observadas no MEV requer um conjunto de procedimentos.

i) *Secagem prévia* – Por meio de dessecador e submetidas a um pequeno vácuo. Pesagens devem ser realizadas até obter constância de peso. Em se tratando de solos expansivos, esse processo deve ser lento para evitar contração no solo.

ii) *Preparação da superfície de observação* – Pequenos instrumentos cortantes, pinças e outros pontiagudos auxiliam nas fragmentações sucessivas das amostras, procurando-se deixar, sempre, a superfície de observação sem toque dos instrumentos. A forma final dos corpos de prova deve aproximar-se de um cubo com “arestas” que variam de 7 a 10 mm.

iii) *Metalização das amostras* – A metalização pode ser realizada por meio de uma película de ouro, grafite ou outro condutor, para se evitar carregamento eletrostático e propiciar uma boa condução do feixe de elétrons. As amostras devem ser fixadas utilizando-se fita dupla fase 3M ou com tinta de prata a um suporte de alumínio de formato cilíndrico (adequado ao equipamento) e apropriado ao microscópio. O suporte de alumínio que apoia as amostras é colocado dentro de uma campânula de vácuo. Em algumas amostras, após as primeiras observações, pode ser necessário fazer uma segunda ou terceira metalização, o que permite maior poder de resolução.

iv) As superfícies das amostras são observadas em Microscópio Eletrônico de Varredura com máquina fotográfica acoplada ao equipamento.

b) Tomografia Computadorizada - TC

Tomografia Computadorizada (TC) utilizada inicialmente para fins médicos. Petrovic *et al.* (1982), Hainsworth & Aylmore (1983) e Crestana *et al.* (1985) utilizaram a tecnologia na determinação da densidade do solo, distribuição espacial do conteúdo de água, retenção e movimento da água no solo (Costa, 2016). A TC consiste na obtenção de imagens, múltiplas projeções, a partir de emissão de partículas com energia suficiente para atravessar material em estudo. As partículas podem ser: raios gama, ondas ultrassônicas e raio-X (que terá mais detalhes neste capítulo). Materiais densos, quando atravessados pelo feixe de fótons, absorvem mais radiação. Essa absorção de radiação (radiodensidade) é computada pelo detector, que fica atrás do corpo de prova, e traduzida para uma imagem (Cavalcante *et al.*, 2015). A imagem obtida em escala de cinza é convertida para a escala de Hounsfield (HU). Essa escala atribui o valor de 0 para o ar e o valor de 1000 para a água. As projeções são obtidas em várias posições angulares igualmente espaçadas, que são combinadas em softwares para a construção de uma imagem 3D. Por meio do uso de programas de tratamento de imagens, é feita a reconstrução do volume escaneado, que permite a análise das imagens e a obtenção das características internas do objeto de forma quantitativa e qualitativa, não destrutiva e em três dimensões (3D). A Figura 9 ilustra a descrição do processo da TC.

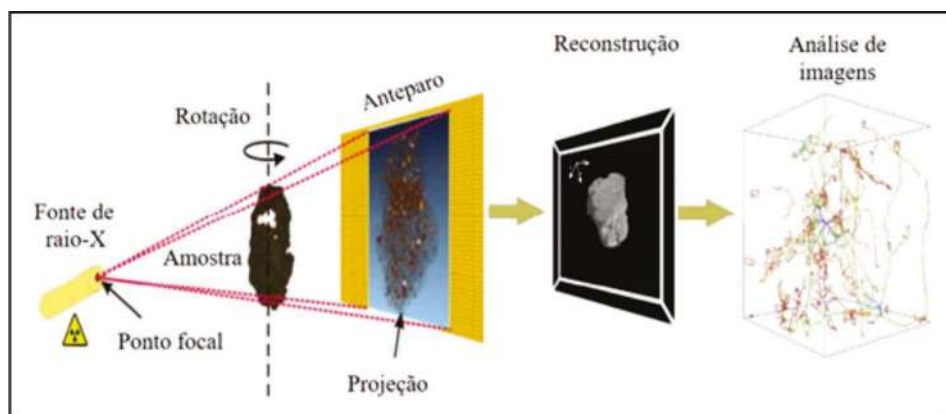


Figura 9 – Sistema de funcionamento do tomógrafo e subsequente reconstrução de imagens. (Peth *et al.*, 2010)

Amostras de solo podem ser compactadas ou indeformadas, moldadas em tubo de PVC com diâmetro e altura de 75 mm ou em anéis de aço inoxidável de ensaios de adensamento com índices físicos iniciais determinadas. Após a preparação, a mostra deve ser fixada na base metálica específica do TC. Definir os parâmetros de escaneamento para o processo de aquisição de imagens (por exemplo: tensão de 160 kV, corrente de 180 μ A e filtro de cobre com espessura igual a 0,5 mm) e iniciar o escaneamento. A captura das imagens ocorre de forma automática e, ao fim do ensaio, todas elas são transferidas para um servidor do laboratório. A Figura 10 mostra um microtomógrafo de terceira geração do tipo NIKON XT H 225 ST, do Departamento de Energia Nuclear da Universidade Federal de Pernambuco, Brasil. Os raios X são criados entre um filamento de tungstênio (cátodo mostrado nas Figura 10 (a), (b) e (c)) e um alvo de tungstênio (ânodo mostrado na Figura 10 (d)) em voltagens de até 225 kV e correntes de até 2 mA. O detector desse dispositivo possui 1918 x 1534 sensores, o que dá uma resolução espacial de (50x50x50 mm³).

As imagens geradas pela tomografia são compiladas e analisadas por software. Referências sobre o software e sua utilização são explicadas de forma bastante detalhada por Costa (2016). A imagem na forma de escala de cinza é posteriormente convertida para a escala de Hounsfield (HU) pelo software VGStudio. O tratamento das imagens na escala HU pode ser feito com o programa computacional ImageJ 1.50 (Rueden *et al.*, 2017), no qual as imagens são segmentadas em duas fases (binarizadas) e, posteriormente, calculados os volumes dos poros.

A TC é um método não destrutivo, mas tem certas limitações físicas, como citado por Cnudde e Boone (2013), a dependência do operador para a análise das imagens 3D a partir da reconstrução de dados, os efeitos de discretizações e possíveis artefatos de imagem. Beledelli (2012) cita outros tipos de artefatos que podem surgir nas imagens obtidas no ensaio de tomografia de raios X, tais como: artefatos de movimento; artefatos gerados por materiais muito densos; artefato de ruído; artefato de dispersão e artefato de extinção.

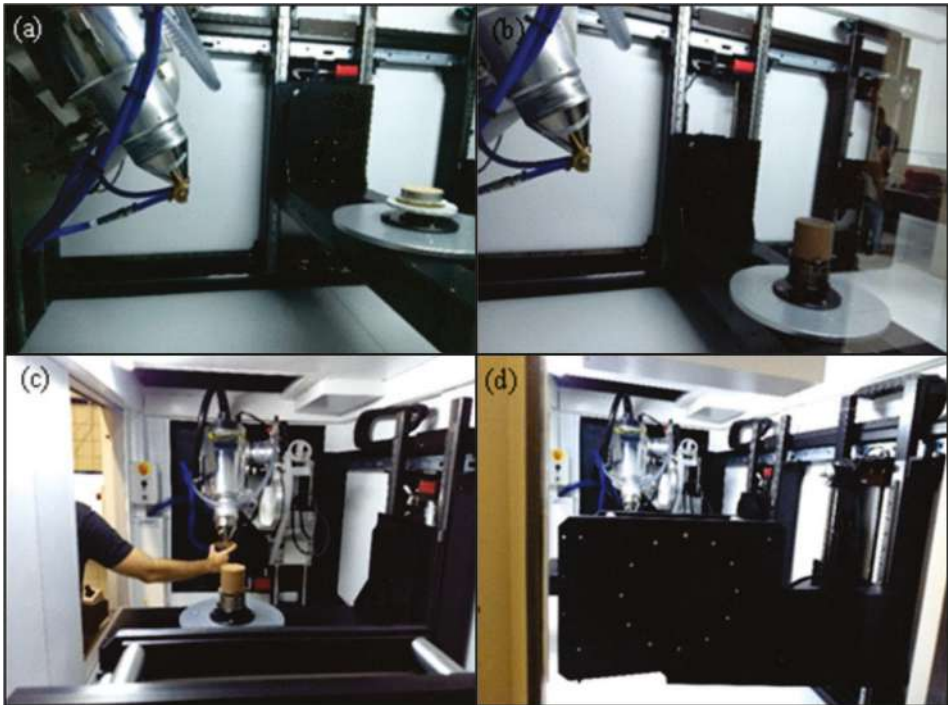


Figura 10 – Detalhes do interior do microtomógrafo: (a) emissor de raio-x em amostra de ensaio edométrico; (b) emissor de raio-x em amostra com diâmetro de 75 mm; (c) instalação do filtro de cobre; (d) receptor de raio-x posterior ao corpo de prova (Alves, 2019)

Peth *et al.* (2010) estudaram amostras de solo preparadas em laboratório, que foram colocadas em cilindro plástico (Plexiglas) de 50 mm de diâmetro e escaneadas em três diferentes condições: i) condição inicial de homogeneidade, ii) após saturação, e iii) após subsequente secagem. Observaram um rearranjo de partículas acompanhado por uma reestruturação do espaço poroso quando alteradas as tensões hidráulicas. Isso ficou aparente a partir do fechamento de poros relacionados à estrutura do solo e à formação de novos poros.

As aplicações do equipamento na mecânica dos solos não saturados são várias, dentre as quais se pode destacar o cálculo das seguintes propriedades: densidade, porosidade, condutividade hidráulica, quebra das partículas e a curva de retenção (Al Mahbub; Haque, 2016). Costa *et al.* (2018) realizaram o procedimento de tomografia computadorizada de raios X em Neossolo Regolítico Eutrófico (NRe), tipo de solo encontrado no agreste pernambucano. Na reconstrução das imagens obtidas no processo de escaneamento das amostras, foi possível identificar 28% de porosidade, da qual 27% são vazios interagregados, ou seja, são poros com grande conectividade, responsáveis pelo fluxo rápido de água no solo; e 1% de vazios intra-agregados, que são poros menores, com pequena conectivi-

dade ou isolados, responsáveis por um fluxo mais lento de água e pelo seu armazenamento. Machado (2019) analisou a microestrutura de perfis de solo Neossolo Regolítico Distrófico do Município de São João/PE em quatro diferentes profundidades, tendo constatado, em geral, maior porosidade para as camadas da superfície, além de ter observado que a porosidade diminui, inicialmente, a partir da superfície e aumenta com a profundidade do perfil. Silva (2019) analisou a variação de volume por meio de imagens 3D de um solo expansivo na cidade de Bonito-PE Brasil antes e após a expansão de uma mesma amostra inicialmente indeformada. Alves *et al.* (2021) fizeram uma análise microestrutural de solo colapsível antes e depois do colapso e com ciclo de carga e descarga em uma mesma amostra inicialmente indeformada. Barbosa *et al.* (2021) avaliaram a macroestrutura de um solo expansivo na cidade de Paulista-PE Brasil antes e após a expansão de uma mesma amostra inicialmente indeformada.

5. CARACTERIZAÇÃO HIDROMECÂNICA – PREPARAÇÃO DAS AMOSTRAS PARA OS ENSAIOS HIDROMECÂNICOS

Os procedimentos para a preparação das amostras dos ensaios para os ensaios hidrodinâmicos aqui descritos podem ser utilizados para os ensaios de resistência ao cisalhamento, compressão unidimensional, triaxial, permeabilidade com e sem sucção controlada.

a) Preparação de amostras indeformadas para ensaios hidromecânicos:

A preparação das amostras indeformadas para os ensaios hidromecânico requer que se mantenham as características e condições de umidade, peso específico húmido e estrutura do solo em campo. Assim, as amostras, em laboratório, devem ser transportadas, guardadas e manuseadas para que essas condições sejam mantidas.

As dimensões dos corpos são definidas a partir dos objetivos do programa de investigação e das dimensões máximas dos grãos do solo. Os corpos de prova são moldados com auxílio de moldes de aço ou de PVC de formato prismática ou cilíndrico. Os moldes são de pontas misulada e de paredes finas, com auxílio de espátulas, cabo de aço fino, corda de violão, tornos de moldagem. A qualidade dos resultados dos ensaios depende, fundamentalmente, da preparação dos corpos de prova.

b) Preparação de amostras deformadas para ensaios hidromecânicos:

A preparação das amostras deformadas para os ensaios hidromecânico requer as seguintes etapas: secagem ao ar, destorroamento, peneiramento, umedecimento, homogeneização, equalização de umidade, e a depender da programação dos ensaios a determinação da umidade natural, higroscópica e ótima e dos pesos específicos aparentes secos e máximos.

b.1) Secagem ao ar, destorroamento e peneiramento:

Após a coleta das amostras, em quantidade suficiente para a realização dos ensaios, elas devem ser deixadas para secar ao ar de forma uniforme até a umidade higroscópica, quando, então, deve ser homogeneizada e peneirada. Em função das dimensões dos corpos de prova que se deseja, define-se o diâmetro dos grãos e, conseqüentemente, a malha da peneira.

b.2) Umedecimento e homogeneização da umidade:

Após definir o número de ensaios, a umidade e o peso específico aparente seco em que se deseja compactar o solo para atender a programação geotécnica e conhecendo as dimensões do o volume e o peso do molde de compactação, calcula-se, então, o peso do material necessário para a preparação do número pretendido de corpos de prova para cada umidade.

Com a umidade hidrosópica (w_h) determinada para o ambiente do laboratório, através da Equação 2, o peso de água (P_w) a ser adicionado ao solo na umidade higroscópica para se obter o peso úmido (P_h) e a umidade desejada (w)

$$P_w = P_h (w - w_h) / (1 + w_h) \quad (\text{Eq. 2})$$

O solo seco ao ar é espalhado em uma bandeja de plástico de modo a formar uma camada de espessura uniforme. A quantidade de água é, então, adicionada com auxílio de um pequeno chuveiro. À medida que a água é adicionada ao solo, a homogeneização manual é realizada. Durante a adição de água e a homogeneização, observa-se a formação grumos de partículas. A presença desses grupos provoca uma distribuição heterogênea de umidade no corpo de prova. Para se evitar a uniformidade de umidade após homogeneização, a amostra deve ser passada na peneira que definiu o diâmetro máximo dos grãos.

Durante o processo de homogeneização, parte da água adicionada é perdida devido à evaporação, absorvida na fração retida no peneiramento, no contato com a bandeja e nas mãos. Para se evitarem essas perdas, deve-se adicionar 10 a 20% do volume de água para compensá-las.

Após o processo de homogeneização, determina-se a umidade em 3 a 5 pontos da amostra do solo úmido e verifica-se se existe uma diferença nas umidades. Caso a diferença entre a média da umidade e os valores individuais das umidades sejam superiores ou inferiores a 0,5%, repete-se a homogeneização do material, adicionando-se ou dessecando-se o solo. Após a equalização da umidade, a amostra deve ser condicionada em um saco de polietileno e colocada dentro de um reservatório (tanque) com pó de serra saturado em água.

O saco com o solo é apoiado em um extrato de madeira para evitar contato com o pó de serra. Após 24 horas, determina-se a umidade em 3 a 5 pontos para se verificar se a umidade está dentro da faixa desejada. O processo se repete até se obter essa umidade. A amostra ainda pode ser deixada em repouso por 3 a 7 dias para atingir um equilíbrio da umidade.

b.3) Compactação dos corpos de prova:

Em laboratório, quatro tipos de compactação são mais: impacto, amassamento, estático e vibração. Cada um deles induz, na amostra, uma determinada estrutura (Lambe, 1958; Seed *et al.*, 1960). É desejável que a estrutura induzida em laboratório seja a mais próxima possível de campo e uniforme. Para tanto, é necessário aplicar a mesma energia de compactação. No entanto, vários fatores influenciam na aplicação da energia: má distribuição dos golpes nos ensaios dinâmicos e amassamentos, volume das camadas diferentes, atrito entre o solo e o molde, efeito de sobrecompactação provocado pela compactação das camadas superiores nas inferiores (Barata, 1965; Camapum *et al.*, 1985; Lins, 1990). No processo de compactação estática, a distribuição de tensão é uniforme sobre o topo da camada, o efeito do atrito entre o solo e o molde pode ser reduzido pela lubrificação das paredes do molde e pela redução da relação entre a espessura e a altura da camada.

b.3.1) Equalização das umidades:

Antes de iniciar a compactação, verifica-se se a umidade desejada para o corpo de prova atende a especificação com a tolerância de mais ou menos 0,5%. No caso de atender a umidade desejada, com uma tolerância de mais ou menos 0,5%, é iniciado o processo de compactação, caso contrário, corrige-se a umidade e o processo é repetido até se obter a umidade desejada, com a tolerância indicada.

b.3.2) Compactação dos corpos de prova:

Após o equilíbrio da umidade, as amostras são compactadas estaticamente no próprio anel do ensaio por meio de uma de uma prensa. A compactação estática dos corpos de prova para o ensaio edométrico realizada por Guimarães Neto (1997) e Motta e Ferreira (2011), Figura 11, teve o seguinte procedimento:



Figura 11 – Moldes e moldagem dos corpos de prova

i) Lubrificação das paredes do molde com pasta de silicone.

ii) Coloca-se o peso úmido total da amostra desejado no anel que já se encontra no molde apoiado no papel filtro que será utilizado no ensaio. Faz-se uma regularização e uniformização do topo da camada com leve compressão.

iii) O conjunto é levado a uma prensa acoplada com célula de carga ou a anel dinamômetro e um medidor de deslocamento. Comprime-se a amostra com uma velocidade constante até a trava do pistão tocar o topo do anel. Guimarães Neto (1997) utilizou prensa com capacidade de 10000 kgf com sensibilidade de 0,5 kgf e velocidade 0,008 mm/s.

No final da compactação, deixa-se a amostra sobre tensão máxima constante durante 10 minutos. Durante a compactação estática, registram-se as cargas, os deslocamentos, e acompanha-se a curva tensão – deformação (Figura 19).

iv) O solo é descarregado lentamente, pesado e colocado na célula de adensamento para a realização do ensaio.

c) Influência da deformação do Sistema na quantificação da deformação do solo:

Na montagem dos corpos de prova em células edométricas convencionais, surgem espaços vazios entre os elementos constituintes, e, à medida que as tensões são aplicadas, esses vazios são reduzidos, e elementos, como pedra porosa, membranas, papel filtro se deformam, sendo quantificada, no ensaio, a deformação resultante (Figura 12). A deformação do sistema (redução de vazios, deformação da pedra porosa, papel filtro, etc.) pode não ser tão importante na deformação de solos moles saturados, mas tem importância significativa com relação aos solos não saturados, principalmente, os de baixa umidade e elevado peso específico.

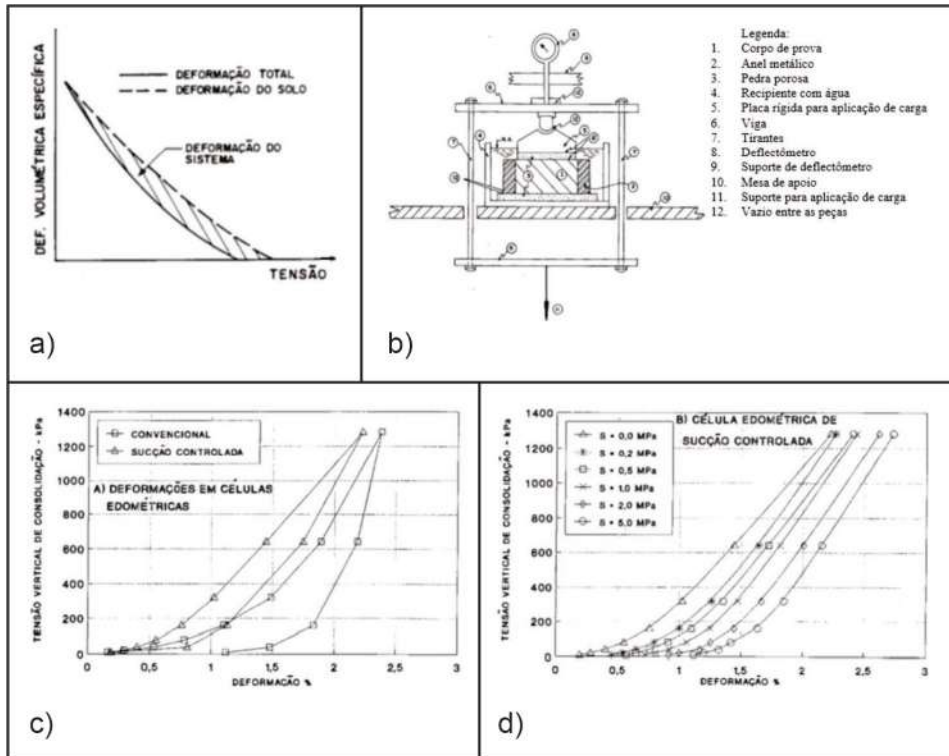


Figura 12 – a) Deformação do sistema, b) Esquema de montagem de ensaios edométricos, c) Deformações do sistema de células edométricas convencionais e de sucção controlada, d) Deformações do sistema de células edométricas de sucção controlada para diferentes sucções (Ferreira, 1982 e Ferreira, 1995)

A deformação do sistema de 1,0% causou erros significativos na determinação da tensão de expansão determinada pelo método volume constante (Brinch Hansen, 1966). Condições similares foram obtidas por Escário (1969) e Ferreira (1993). Se for considerado que uma amostra de altura inicial de 20 mm submetida à tensão de 1000 kPa tem uma deformação total (solo mais sistema) de 4,0% e, sob essa tensão condição, ocorre uma compressão de 153 micras, a deformação do sistema corresponde a 23,6% da deformação do solo.

El-Sohbly *et al.*, (1989), Alonso *et al.*, (1987) e Ferreira (1993) analisaram a deformação do sistema nos valores da tensão de expansão. A influência da deformação do sistema foi maior na avaliação da tensão de expansão pelos métodos carregamento após com sobrecarga e a volume constante. A tensão de expansão avaliada sem a correção da deformação do sistema é inferior à tensão de expansão do solo em cerca de 27% por esses métodos.

A calibração da deformação do sistema deve ser realizada antes no início da realização dos ensaios com o solo com o seguinte procedimento:

i - Confeccionar um corpo de prova de aço com as mesmas dimensões do corpo de prova do solo.

ii - Numerar todas as peças componentes da célula, pedras porosas, membrana e prensa com um mesmo número e preparar a célula com o corpo de prova de aço da mesma maneira que será realizado com o solo.

iii - Colocar a prensa em equilíbrio sobre peso próprio e ajustar a deformação zero com uma pequena tensão (2,5 kPa).

iv - Aplicar a mesma sequência de carregamento na célula com o anel de aço que será aplicado ao solo e medir os deslocamentos. O tempo de permanência de cada estágio de carga é de uma hora ou da duração que será utilizada com o solo.

v - Traçar a curva tensão *versus* deformação para o carregamento e descarregamento para a deformação do sistema.

vi - Quando se realiza o ensaio como o solo, a deformação do solo será calculada deduzindo-se a deformação total (solo + sistema) medida no ensaio da deformação do sistema. Nesse cálculo, é desprezada a deformação do corpo de prova de aço, muito inferior à do solo. Assim, quantifica-se a deformação do sistema.

A Figura 12 mostra exemplos de curvas de calibração da deformação do sistema para células edométricas convencionais e de sucção (Ferreira, 1995).

d) A compactação estática dos corpos de prova do ensaio triaxiais realizados por Lins (1990) teve o seguinte procedimento:

i) Lubrificação das paredes do molde com pasta de silicone.

ii) Calcula-se o peso úmido total da amostra (P_h) com base nos valores da umidade desejada (w) e do peso específico seco (r_d). Divide-se o peso total pelo número de camadas (n), obtendo-se o peso úmido de cada camada (P_{hi}). Frações da amostra úmida total de iguais ao peso (Φ_i) são condicionadas em sacos plásticos e mantidas sob temperatura e umidade constantes.

iii) Quando se utiliza o molde 1 (Figura 11), a compactação é realizada com o seguinte procedimento:

a) Com o molde do corpo de prova, o pistão 1 é colocado em uma das extremidades do cilindro. Coloca-se uma das frações do colo com peso (P_{hi}) no cilindro e faz-se uma leve compactação manual e regularização com uma haste metálica de sessão transversal ($1,0 \text{ cm}^2$). O pistão 2 é colocado no topo do cilindro, e o molde é levado à prensa com controle de velocidade de deslocamento e várias escala de leitura. Lins (1990) utilizou prensa com capacidade de 20 toneladas e velocidade de 4 mm por minuto. Leituras das cargas e deslocamentos são realizadas durante a compactação estática. No término da compactação da camada, a prensa deve ser ajustada para manter a carga constante por 2 a 5 minutos.

b) Com a conclusão da compactação da camada central, inverte-se o molde e retira-se o pistão da base, coloca-se um colar na extremidade do molde e a segunda fração do solo para se compactar com o mesmo procedimento da primeira camada. Concluída a compactação da segunda camada, repete-se o mesmo procedimento da segunda camada.

c) No final da última camada, retira-se o molde da prensa e a sua extrusão amostra por meio de um extrator hidráulico. Pesa-se o corpo de prova e duas dimensões. A amostra deve ser condicionada em dois sacos plásticos e mantida em um ambiente com temperatura constante e umidade constante. Lins (1990) deixou, ainda, as amostras em um tanque de vidro, contendo pó de serra úmido em uma sala com temperatura controlada por um tempo de 15 dias.

Lins (1990) realizou compactação estática em corpos de prova com três e seis camadas, verificou a distribuição da densidade através de ensaios de raio-X (Figura 13) e realizou ensaios de compressão triaxial do tipo não consolidado não drenado (UU) sobre tensão confiante de 100 kPa. Constatou que, nos dois casos, há um gradiente de densidade dentro das camadas. A amostra compactada com seis camadas apresentou melhor distribuição de densidade; há uma maior uniformidade na distribuição da densidade. Na ruptura dos corpos de prova, verificou que as amostras compactadas com três camadas a ruptura ocorreu visivelmente no interior da segunda camada e na amostra compactada com seis camadas a superfície de ruptura foi bem definida passando por todas as camadas. Em função dos resultados obtidos, realizou a sua pesquisa com seis camadas.

e) Preparação de amostra para obter a relação sucção-umidade:

A relação sucção-umidade pode ser obtida por várias técnicas de ensaios. O campo de variação de sucção no solo é bastante amplo. A sucção mátrica pode ser controlada e medida, enquanto que a sucção osmótica, na maioria das técnicas, é determinada de forma indireta. O seu valor é obtido através da diferença entre a sucção total e a mátrica. Há várias técnicas de medir a sucção nos solos, quer através de métodos diretos, quer por métodos indiretos. Os métodos diretos são: placa de sucção, tensiômetros, centrífuga e membrana de pressão; e os métodos indiretos: dessecador de vácuo, célula de gesso, psicrômetro, papel filtro, condutividade térmica e condutividade elétrica. A Tabela 3 apresenta um resumo de alguns desses métodos, em que se destacam as concepções fundamentais, as componentes e o campo de variação das sucções medidas e os cuidados que devem ser tomados. Aqui, serão apresentadas as preparações das amostras para as técnicas de membrana de pressão, dessecador de vácuo e papel filtro.

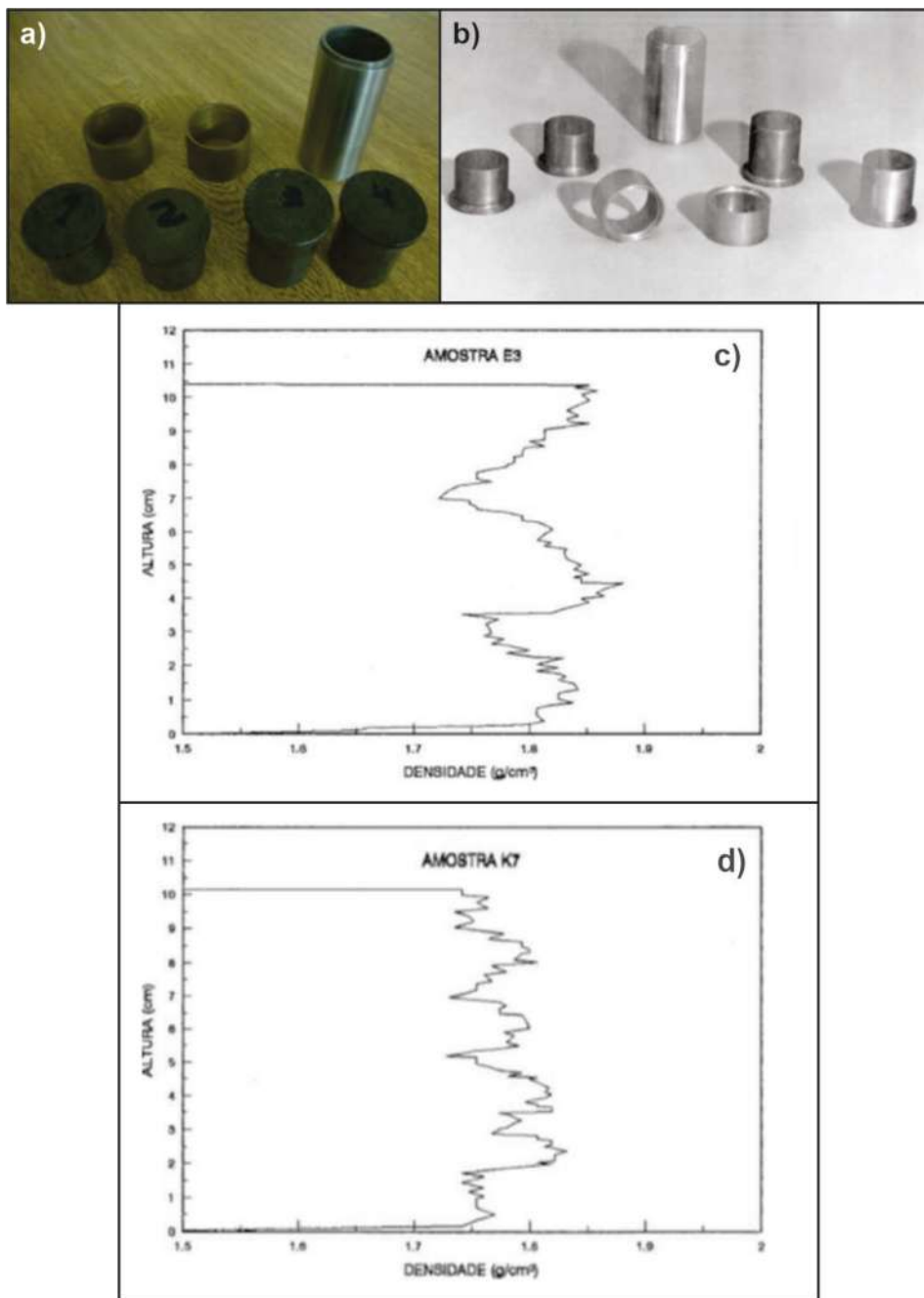


Figura 13 – a) e b) Moldes de compactação. Verificação da uniformidade das amostras compactadas (Lins, 1990), c) para três camadas, d) para seis camadas.

Tabela 3 – Métodos diretos e indiretos de medida de sucção

Métodos/ Técnica	Princípio - Concepção Fundamental	Componentes de Sucção/ Campo	Cuidados	Referências Bibliográficas
PLACA DE SUÇÃO	Baseado no estabelecimento de uma diferença de pressão em uma placa porosa, mediante a aplicação direta de uma sucção na parte inferior, através de uma bomba de vácuo, enquanto a parte superior é mantida à pressão atmosférica.	MÁTRICA - 0,0 - 3,0 pF 0,0-100 kPa	Controle de temperatura, principalmente para baixas sucções.	Croney e Coleman (1961) Coleman e Marsh (1961)
TENSIÔMETRO	O mesmo da placa de sucção. Uma pedra porosa de alta resistência de entrada de ar quando saturada, que, colocada em estreito contato com o solo, propicia uma medida direta de pressão negativa d'água existente nos vazios do solo.	MÁTRICA e TOTAL 0,0-> 4,0 pF 0,0->1,0 MPa	Na escolha da pedra porosa, tem que se levar em conta o diâmetro dos poros. Limitado uso em clima semiárido. Tempo de resposta.	Bocking e Fredlund (1993) de Campos(1994)
CÉLULA DE PRESSÃO	Baseado no princípio de translação de eixos, isto é, em que a fase líquida sofre um aumento de pressão igual à da fase gasosa.	MÁTRICA - 0,0 - 5,3 pF 0,0-20,0 MPa	Controle de temperatura. Tempo de equilíbrio para baixa umidade pode ser muito grande.	Richards (1980) Ferreira (1995)
DESSECADOR DE VÁCUO	Consiste em estabelecer uma condição de equilíbrio entre a amostra de solo e uma solução de sal ou ácido com concentrações conhecidas, que foi previamente introduzida no dessecador.	TOTAL - 4,5 - 7,0 pF 3,2-1000 MPa	Controle de temperatura. A superfície da solução deve ser grande para acelerar o processo de transferência de umidade.	Aitchison e Richards (1965) Baker <i>et al.</i> (1973) Ferreira (1995)
PSICRÔMETRO	Determina a sucção do solo através de medidas de umidade relativa do ar existente nos vazios do solo em equilíbrio com a interface solo-água. O princípio de funcionamento desse equipamento envolve fenômenos de Seebeck e de Peltier como descreve Presa <i>et al.</i> (1988).	TOTAL - 3,0 - 5,0 pF 0,1-10,0 MPa	Sensível à variação de temperatura. Requer longo tempo de equilíbrio	Spanner (1951) Snethen <i>et al.</i> (1977) Fredlund e Rahardjo (1993)
PAPEL FILTRO	Consiste em medir a umidade do solo por meio de um potencial de água retido no meio poroso (papel filtro) previamente calibrado.	TOTAL e MÁTRICA 0,0-6,2 pF 0,0-160,0 MPa	Pesagem em balança muito sensível. Tempo de pesagem. Tratamento do papel contra fungos.	Chandler e Gutierrez (1986) McKeen (1980) FREDLUND e Rahardjo (1993) Marinho (1994) Ferreira (1995)

Membrana de Pressão – permite obter a sucção mátrica. A sucção é controlada pela técnica de translação de eixo, e a diferença entre a pressão do ar e água é mantida por meio de uma membrana semipermeável de celulose. Para se obter a relação sucção *versus* umidade, amostras indeformadas em sua umidade natural ou amostras compactadas podem ser dessecadas ou umedecidas até a sucção imposta de equilíbrio. Após definir as sucções a serem aplicadas nos ensaios, segue-se o procedimento:

- i - saturação da pedra porosa e membrana de celulose;
- ii - moldar o corpo de prova, determinando peso, características geométricas e umidade;
- iii - circulação de água pela base da célula de membrana de pressão e pedra porosa, corte da membrana de celulose nas dimensões da base da célula, sendo, posteriormente, colocada na célula sem que haja ar entre ela e a pedra porosa; fechar a torneira de passagem de água;
- iv - colocar o corpo de prova em contato com a membrana de celulose;
- v - fechar a célula e aplicar de forma lenta e gradual a sucção desejada (pressão de ar) para o interior da célula, através da válvula reguladora;
- vi - abrir a torneira de passagem d'água após circulação de água na base da célula, pedra porosa e membrana de celulose;
- vii - ajustar periodicamente a sucção aplicada nas células, caso necessário;
- viii - para verificar o equilíbrio de umidade, a pesagem dos corpos de prova é realizada de forma periódica (3 a 4 dias) até haver constância de peso;
- ix - esse procedimento é realizado para vários corpos de prova e cada um com um sucção desejada.

Dessecador de vácuo – Para obter a sucção total. Para se obter a sucção total por meio do dessecador de vácuo, soluções previamente preparadas com concentrações e densidades diferentes são colocadas em câmaras, para que ocorra transferência de umidade. Soluções de cloreto de sódio (Baker *et al.*, 1973) e ácido sulfúrico (Aitchison e Richards, 1965) são preparadas para se atingir a variação de sucção desejada. Os dessecadores utilizados devem ter grandes superfícies e volumes de solução com 500 ml ou 1000 ml. Em cada dessecador, procura-se colocar um número reduzido de amostras (máximo de 5), todas de mesma umidade inicial e preservando a estrutura do solo. As amostras indeformadas ou compactadas moldadas em moldes são talhadas e colocadas em uma placa de alumínio (tampa das cápsulas de umidade), pesadas e apoiadas em uma grade de plástico que repousa na placa de porcelana do dessecador. As pesagens são realizadas periodicamente até haver constância de peso entre pesagens consecutivas (sete em sete dias).

Algumas técnicas para se obter a curva de sucção-umidade – Saturar-se o corpo de prova previamente e, posteriormente, desseca. Esse processo, além de provocar efeito de histerese nos solos e em se tratando de solos expansivos a pré-saturação leva ao aumento de volume, alterando a sua estrutura. Para reduzir esse efeito, o umedecimento da amostra do solo pode ser feito pelo processo de absorção de vapor e por capilaridade. Para tanto, planejam-se as umidades em que se deseja obter a sucção do solo pela técnica do papel filtro e se umedece o solo com o seguinte procedimento:

- i) utilizar um dessecador de vácuo, preenchendo a parte inferior com água fervente; colocar a amostra sobre uma tela metálica localizada na parte superior da câmara, e, em seguida, o dessecador deve ser fechado;

ii) a cada 30 minutos, a água deve ser substituída por nova quantidade de água fervida para sempre produzir vapor para a amostra;

iii) a amostra é retirada quando atinge a umidade desejada, imediatamente é avaliada as dimensões (para determinação do volume, utilizando um paquímetro) e pesada; em seguida, fez-se a colocação do papel filtro (determinação da sucção);

iv) coloca-se um papel de filtro em cada face do corpo de prova é envolvendo-o com filme de PVC em várias camadas. Para proteger da luminosidade envolve-o, com papel alumínio. O tempo de permanência do papel de filtro na atmosfera de influência do corpo de prova é de 7 dias;

v) decorrido o tempo necessário para o equilíbrio da umidade, fez-se a pesagem dos papéis de filtro numa balança com precisão de 0,0001g; em seguida, determina-se o volume do corpo de prova; obteve-se a sucção correspondente a umidade do papel de filtro através de sua curva de calibração

vi) o processo se repetiu, a cada intervalo, entre a retirada e a colocação do papel filtro, aumentando-se a umidade em aproximadamente 3%;

vii) quando o solo atingiu a constância de peso (saturação), foi colocado o papel filtro para a determinação do último ponto (sucção X umidade).

viii) após a determinação do último ponto, levou-se o corpo de prova a estufa para determinação do peso seco.

O tempo necessário para cada aumento da umidade depende do tipo de solo e da umidade inicial. Embora o método exija melhorias, observou-se que permite a expansão do solo ao absorver umidade sem o aparecimento de fissuras (Marinho, 1994).

6. CARACTERIZAÇÃO DE FORMAÇÃO E PROPAGAÇÃO DE FISSURAS

Os solos expansivos experimentam mudança de volume, sendo uma de suas principais características morfológicas as *slickensides*, resultantes da sua capacidade de se contrair e fissurar com o ressecamento e se expandir com o umedecimento (Ferreira & Ferreira, 2009). A presença de fendas de dessecação no solo altera suas propriedades mecânicas e hidráulicas. A condutividade hidráulica aumenta devido à formação de fissuras que tem vários efeitos adversos em diferentes situações, como movimento rápido e direto de água e solutos da superfície do solo para o substrato permeável. As fissuras formadas alteram as condições de fluxo e comportamento mecânico, comprometendo as camadas, pavimentos, canais, podendo causar acidentes e contaminar os sistemas de água subterrâneos, assim, podendo gerar perda econômica e danos à saúde pública.

Apesar de não existir uma normativa nacional ou internacional específica para esses estudos, observa-se, na literatura, certa padronização entre os autores nas metodologias de ensaios e nos parâmetros analisados. Ensaios de laboratório são levados a efeito em moldar amostras de solo com a umidade inicial conhecida e registrar, por meio de uma câmera fotográfica/webcam, o processo de secagem e fissuração do solo. Ao longo do ensaio, o corpo de prova é pesado (podendo ser em tempos pré-determinados ou colocado em cima de uma balança durante todo o ensaio) de modo a se obter o peso do conjunto e, conseqüentemente, a umidade correspondente aquele momento. O ensaio pode ser re-

alizado com temperatura ambiente ou ainda de forma acelerada (com aquecimento). Os moldes utilizados podem ser de formato circular ou quadrado/retangular, feito de vidro ou metálico, de dimensões e medidas diversas. A Figura 14 apresenta os aparatos desenvolvidos por vários autores (Tang, 2011; Costa, 2015; Ammour e Bouhanna, 2016; Silva, 2017; Ferreira *et al.*, 2019). As imagens obtidas são analisadas por software. Esse procedimento permite uma análise do padrão de fissuras, da quantidade, largura média das fissuras, comprimento total das fissuras e do desenvolvimento da dinâmica de fissuração.

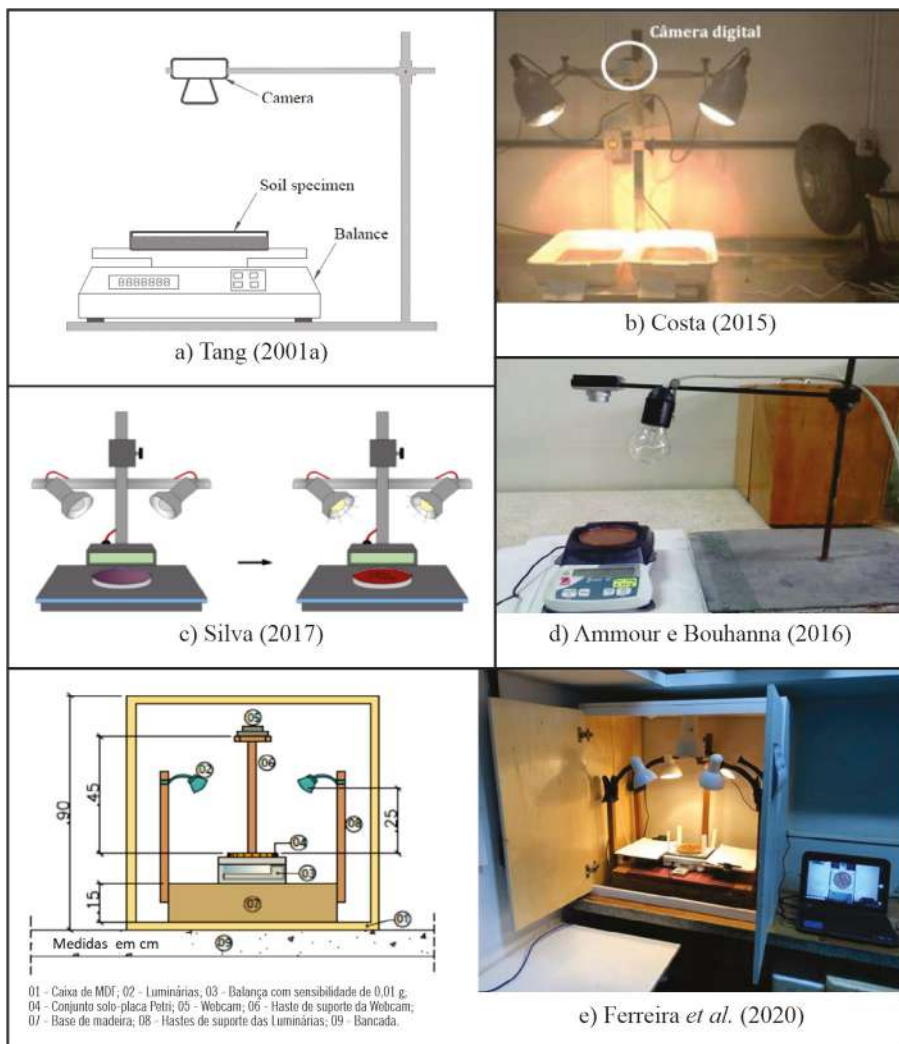


Figura 14 – Aparatos para monitor o processo de formação e propagação de fissuras. a) Tang (2011), b) Costa (2015), c); Ammour e Bouhanna (2016, d); Silva (2017) e Ferreira *et al.* (2020).

Tran *et al.* (2018) descrevem com detalhes os procedimentos de ensaios de fissuras adotados por ele, relatando sobre a potência da lâmpada utilizada (500 W) e a distância entre ela e o corpo de prova (1000 mm); a referência da câmera usada (Nikon D5100) e do intervalo de tempo entre as fotos (a cada 15 min); a utilização de dispositivos de vibração para remover as bolhas de ar da amostra; a utilização de um sensor próximo à amostra a fim de medir, de forma contínua, a temperatura do ambiente e a Umidade Relativa do Ar (URA); e a utilização de uma balança de 0,001 g de precisão.

A técnica de análise de imagem é composta por duas etapas. A primeira consiste em preparar a imagem original colorida para converter a imagem em escala de cinza e, em seguida, para uma imagem binária (preto e branco), Figura 15.

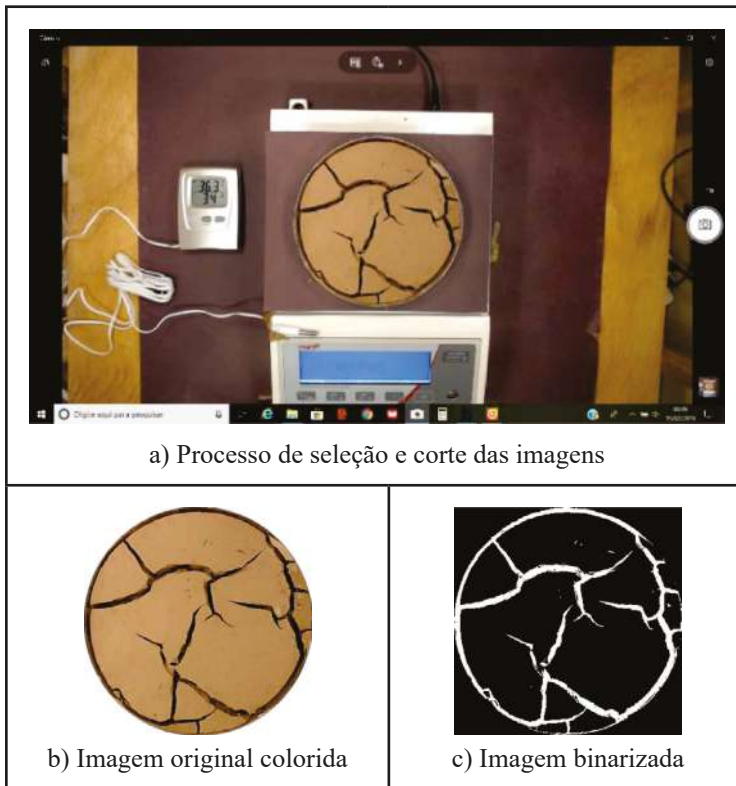


Figura 15. Processo de seleção e corte das imagens

A segunda etapa compreende a análise da imagem processada para obter os índices geométricos que caracterizam o padrão da fissura, como: a) o Crack Intensity Factor - CIF, que corresponde à intensidade da fissuração em uma amostra por meio da relação entre a área superficial da amostra que sofreu a trinca em qualquer tempo e a área superficial da amostra no estado inicial; b) a largura da trinca é calculada pela distância mais curta de um ponto estocástico de uma borda ao limite oposto de um segmento de trinca;

c) o comprimento total de fissura é calculado contando-se o número total de pixels branco após a imagem ter sido esqueletizada; d) O número de segmentos de fissuras são os elementos entre duas interseções adjacentes são definidos como um segmento de fissuras, conforme Tang *et al.* (2019). Também é possível identificar o início do processo de fissuração e seu desenvolvimento. Um programa de domínio público e gratuito, ImageJ, pode ser utilizado para a análise das imagens. O ImageJ possibilita exibição, edição, análise e processamento de imagens. A Figura 16 mostra o desenvolvimento do processo de fissuração, e a Figura 17 mostra a variação dos valores médios dos índices geométricos da fissura, incluindo CIF, a largura média da fissura, o comprimento total da fissura, o número de segmentos da fissura e a área fissurada ao longo da superfície da amostra, com a diminuição do teor de água para o solo natural de Paulista-PE (Ferreira *et al.*, 2020).

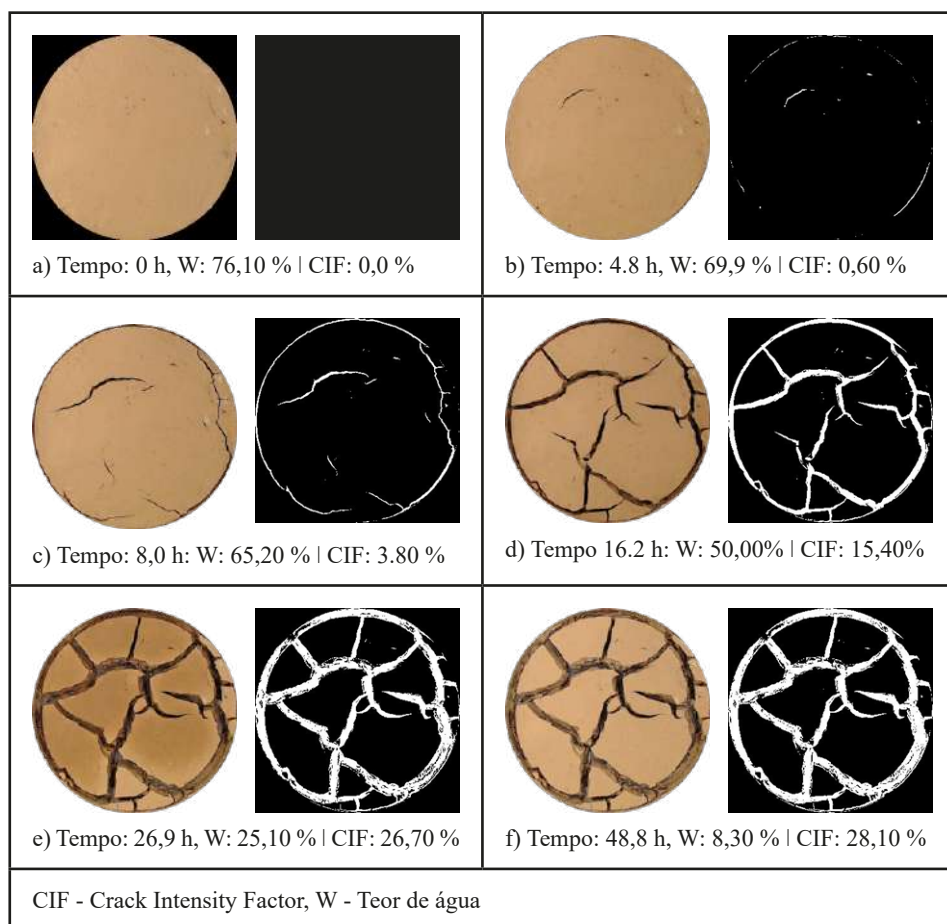


Figura 16 – Desenvolvimento do processo de fissuração em solo expansivo de Paulista - PE.

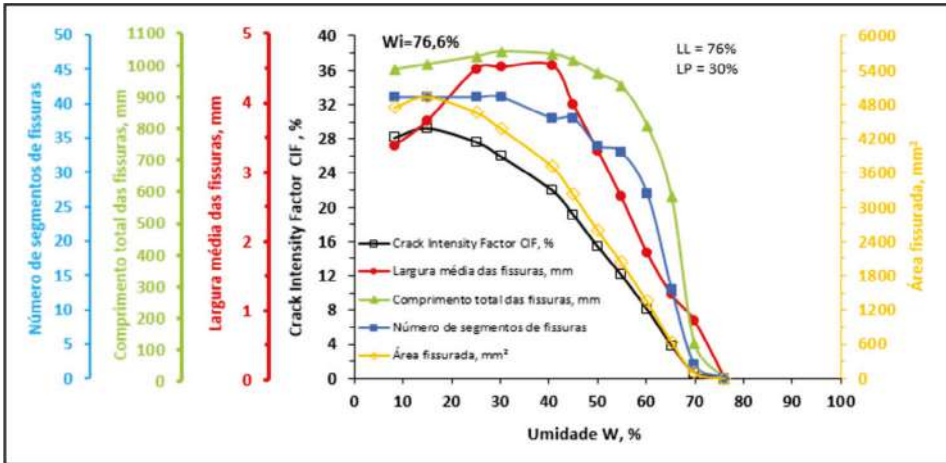


Figura 17 – Evolução quantitativa dos índices geométricos de fissuração no solo de Paulista-PE (Ferreira *et al.*, 2020).

Pesquisas mostram que o padrão de fissuração ao final do ressecamento apresenta uma rede de fissuras composta por três tipos de polígonos: triângulo, quadrado e pentágono. Os segmentos são quase perpendiculares entre si com interseção entre as fissuras nas formas de “T”, Y ou de “+”. Esses índices aumentaram significativamente com a diminuição do teor de água e depois diminuíram. Isso implica que solos argilosos tendem a fissurar mais facilmente com alto teor de água e o potencial de retração e fissuração atenua com a diminuição do teor de água. Comportamento semelhante em solo argiloso foi encontrado por Tang *et al.* (2011b) e Tang *et al.* (2019). A formação do padrão de fissuração por dessecação associada ao início, propagação e união da fenda contribuiu predominantemente para o aumento de todos os índices geométricos

7. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Do correto levantamento, análise e espacialização da informação preliminar do local, será possível decidir o tipo mais apropriado de investigação de campo e de laboratório a se realizar, visando contar com uma alternativa técnica e economicamente mais viável para a execução da obra, sempre lembrando que os solos tropicais apresentam propriedades e comportamentos distintos dos solos sedimentares mesmo entre si, o que faz necessário considerá-los no contexto físico-químico, mineralógico, estrutural e mecânico. Conhecer a mineralogia e a microestrutura desses solos pode ser fundamental para que se entenda seu comportamento hidromecânico em condições saturada e não saturada. Por exemplo, em um solo profundamente intemperizado, os vazios e a umidade globais neles presentes têm menor influência sobre o comportamento mecânico do que em um solo pouco intemperizado com presença de argilominerais expansivos, as variações volumétricas registradas geralmente são superiores às variações no volume de vazios, pois parte dela se deve a alterações na distância interplanar basal (Campos, 2008).

Será a adoção de modelos padronizados de preparação de amostras adequados para o estudo do comportamento dos solos tropicais, cuja diversidade dos ambientes em que foram e continuam sendo formados os torna distintos dos solos de clima temperado e frio? Isso não levará ao fracasso nos projetos geotécnicos e, em consequência, nas obras de engenharia?

AGRADECIMENTOS

CAPES/CNPq - IEL Nacional – Brasil, Universidade Federal de Pernambuco, Universidade Católica de Pernambuco, Universidade de Pernambuco e Universidade de Brasília, Universidade Nacional da Colômbia.

REFERÊNCIA

ABGE (2003). Manual de Sondagem. Boletim n. 3. 5 ed., São Paulo, 203 p.

ABNT (1997). Coleta de Amostras Indeformadas de Solos de Baixa Consistência em Furos de Sondagem – NBR 9820. Rio de Janeiro, 5 p.

_____. (2016) Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização – NBR 6457: amostras de solo.. Rio de Janeiro. 8 p.

_____. 1983. Programação de Sondagens de Simples Reconhecimento dos Solos para Fundações de Edifícios – NBR 8036. Rio de Janeiro, 3 p

_____. 2016. Solo – análise granulométrica – procedimento – NBR 7181. Rio de Janeiro, 13 p.

_____. 2016. Solo – grãos de solo que passam na peneira de 4,8 mm: determinação da massa específica – NBR 6508. Rio de Janeiro, 8 p.

_____. 2016. Solo – determinação do limite de liquidez – procedimento – NBR 6459. Rio de Janeiro, 6 p.

_____. 2016. Solo – determinação do limite de plasticidade – procedimento – NBR 7180. Rio de Janeiro, 6 p.

_____. 2016a. Abertura de Poços e Trincheiras de Inspeção em Solo com Retirada de Amostras Deformadas e Indeformadas – NBR 9604. Rio de Janeiro, 9 p.

_____. 2015. Sondagem a Trado – NBR 9603. Rio de Janeiro, 6 p.

_____. 2016. Solo – ensaio de compactação – procedimento – NBR 7182. Rio de Janeiro, 10 p.

AITCHISON, G.D. & RICHARDS, B.G. (1965). A Broad Scale Study of Moisture Conditions in Pavement Subgrades Throughout Australia. Moisture Covered Areas, Butterworths, Sidney, pp. 226-232.

AL MAHBUB, A. & HAQUE, A. (2016) X-ray computed tomography imaging of the microstructure of sand particles subjected to high pressure one-dimensional compression. *Materials (Basel)*, Nov 3;9 (11)

ALONSO, E.E.; GENS A. & HIGHT D.W. (1987). Special problems soils. 9th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Dublin, General Report, Session 5, pp. 5.1-5.60.

ALVES, I.S. (2019). Análise microestrutural e numérica de um solo colapsível antes e após o colapso. Dissertação de Mestrado da Universidade Federal de Pernambuco, 117pp.

ALVES, I.S.; COSTA, L.; ANTONINO, A.C.D.; COSTA, L. & FERREIRA, S.R.M.. (2021). Microstructural analysis of collapsible soil before and after collapse and with loading and unloading cycle. *Matec Web Of Conferences*, v. 337, p. 01004.

AMMOUR, A. & BOUHANNA, B. (2016). Contribution a l'étude de la fissuration des argiles. Dissertação de Mestrado. Universidade de Tlemcen, Argélia.

ASTM (2009). Standard Practices for Soil Exploration and Sampling by Auger Borings – D1452-09. West Conshohocken, USA. 6 p.

ASTM (2013). Standard Practices for Obtaining Intact Block (Cubical and Cylindrical) Samples of Soils – D7015-13. West Conshohocken, USA. 7 p.

ASTM (2014). Standard Practices for Preserving and Transporting Soil Samples – D4220/D4220M-14. West Conshohocken, USA. 11 p.

BAKER, R.; KASSIF, G. & LOVY, A. (1973). Experience with a Psychrometric Technique. 3rd Int. Conf. on Expansive Soils, Haifa, v. I, pp. 83-96.

BARATA, F.E. (1965). Crítica os métodos laboratoriais dinâmicos de compactação dos solos. I Simpósio sobre pesquisas rodoviárias, IPR.

BARBOSA, F.A.S.; DE ARAÚJO, A.G.D.; SILVA, T.C.R.; BEZERRA, I.M.L.; ANTONINO, A.C.D. & FERREIRA, S.R.M. (2021). Evaluation of hydromechanical behavior and macro-structure of an expansive soil in the city of Paulista-PE Brazil. *Matec Web Of Conferences*, v. 337, p. 01002.

BELEDELLI, R. & SOUZA, P.H.C. (2012), O que são e como se formam os artefatos nas imagens da tomografia computadorizada de feixe cônico. *Revista ABRO – Associação Brasileira de Radiologia Odontológica*. v.13, n.1, p.2-15, jan./jun.

BOKING, K.A. & FREDLUNG, D.G. (1993). Use of the Osmotic Tensiometer to Measure Negative Pore Water Pressure. *ASTM Geotech. Testing Jr.*, 2(1):3-10.

BREWER, R. (1976). *Fabric and mineral analysis of soils*. Robert E. Kinger Pub. Co., Huntington. NY.

BREWER, R. & PAWLUK, S. (1975). Investigations of some soils developed in unglaciated parts of the Canadian subarctic and southern arctic Regions. Part 1. Morphology and Micro-morphology. *Can. Jnl. Sci.*, Ottawa, 55:301-319.

BRINCH HANSEN, J. (1966). Stress-strain relationships for sand. *Danish, Geotec. Inst., Bul.*, 20:8-14.

BULLOCK, P.; FEDEROFF, N. & JONGERIUS, A. (1985). *Handbook for soil thin section description*. Waine Research, England, 152 p.

CAMPOS, I.C.O.; GUIMARÃES, E.M. & CAMAPUM, J.C. (2008). Busca de entendimento da curva característica de materiais expansivos. XIV COBRAMSEG, Búzios. pp. 1-8.

CAMAPUM, J.C.; MIEUSSENS, C. & CARVALHO, J.Q. (1985). Problèmes de reconstitution des échantillons de sol en laboratoire – Proposition d’une méthode, *Bull. Liaison Lab. P. et Ch.*, 135, pp. 77-83.

CAMAPUM DE CARVALHO, J.; GITIRANA JR, G. (2021). Unsaturated soils in the context of tropical soils. *Soils and Rocks. An International Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 44 (3). doi.org/10.28927/SR.2021.068121.

CAMAPUM DE CARVALHO, J. (2022). *Prática da Engenharia Geotécnica no Contexto dos Solos Tropicais*. COBRAMSEG 2022, 23 a 26 de agosto de 2022. Campinas, SP, Brasil.

CAVALCANTE, A.L.B.; BORGES, L.P.F. & CARVALHO, J.C. (2015). Tomografias computadorizadas e análises numéricas aplicadas à caracterização da estrutura porosa de solos não saturados. In: CAMAPUM, J. DE C.; GITIRANA, G. DE F.N. & MACHADO, S.L. (Ed.). *Solos Não Saturados no Contexto Geotécnico*. 1. ed. São Paulo: Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica (ABMS), p. 531–553.

CETESB (1999). *Amostragem do Solo, Projeto GTZ*, Companhia Ambiental do Estado de São Paulo, São Paulo, 44 p.

CHANDLER, R.J. & GUTIERREZ, C.I. (1986). The Filter-Paper Method of Suction Measurement. *Geotechnique*, 36(2):265-268.

COLEMAN, J.D. & MARSH, A.D. (1961). An Investigation of the Pressure Membrane Method for Measuring the Suction properties of soil. *Journal of Soil Science*, (12)2:343-362.

CNUUDE, V. & BOONE, M.N. (2013) High-resolution X-ray computed tomography in geosciences: a review of the current technology and applications. *Earth-Science Reviews*. 123. p.1-17.

COSTA, C.D. (2015). Avaliação da fissuração por ressecamento em camadas de cobertura de aterros sanitários utilizando materiais alternativos. Tese de Doutorado. Universidade de Brasília.

COSTA, L.F. (2016). Tomografia computadorizada de raios-X aplicada à caracterização do espaço poroso do solo. Dissertação de Mestrado da Universidade Federal de Pernambuco, CTG, 71p.

COSTA, L.F.; ANTONINO, A.C.D.; HECK, R.J.; COUTINHO, A.P.; VASCONCELOS, T. C. & CASSIA, B.M. (2018) X-ray computed microtomography in the evaluation of the porous system of soils. *Revista Brasileira de Engenharia Agrícola e Ambiental*. Campina Grande. v.22, n.4, p.249-254.

CRESTANA, S. MASCARENHAS, S. & POZZI-MUCELLI, R.S. (1985). Static and dynamic three-dimensional studies of water in soil using computed tomographic scanning, by S Crestana, S Mascarenhas, R Pozzi-Mucelli, *Soil Science* 140(5), 326–332.

CRONEY, D. & COLEMAN, J.D. (1961). Pore Pressure and Suction in Soil. Conference on Pore Pressure and Suction in Soils, London, pp. 31-37.

DE CAMPOS, T.M.P. (1994). Equipamentos e Técnicas para a determinação da sucção no Campo. II Simpósio sobre Solos Não Saturados, v. 1, pp. 9-18.

DIXON, J.B.; WEED, S.B. (1989) (eds), *Minerals in soil environments*. 2. ed. Madison, Wisconsin, Soil Science Society of America, 1244 p. (SSSA. Book Series, 1).

EL-SOHBY, M.A.; MAZEN, S.O. & ABOUT-TAHA, M.M. (1989). Effect of apparatus deformability on swelling pressure. XI ICSMFE, v. 1., pp. 589-592.

ESCARIO, V. (1969). Determination of geotechnical characteristics of expansive soils. 2nd International Research and Engineering Conference on Expansive Clay Soils, Texas, pp. 114-120.

EMBRAPA MEIO AMBIENTE, (2006). FERREIRA, H.; FERREIRA, M.A.; GOMES, DORNELAS DE SOUZA, M. Manual de procedimentos de coleta de amostras em áreas agrícolas para análise da qualidade ambiental: solo, água e sedimentos. 169p. II. ISBN 85-85771-43-7.

FERREIRA, S.R.M. (1982). Compressibilidade de uma argila orgânica mole do Recife. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal do Rio de Janeiro, 212 p.

FERREIRA, S. R. M. (1993). Variação de volume em solos não saturados colapsíveis e expansivos. 7º Congresso Brasileiro de Geologia de Engenharia, Poços de Caldas, Minas Gerais. Vol. 1 pp. 283-296.

FERREIRA, S. R. M.(1995). Colapso e expansão em solos naturais não saturados devidos à inundação. Tese de Doutorado, Universidade Federal do Rio de Janeiro, 379 pp.

FERREIRA S.R.M & FERREIRA M.G.V.X. (2009). Mudanças de volume devido a variaa o de teor de umidade em um Vertissolo no semiárido de Pernambuco. Rev Bras Cienc Solo. 33:pp. 779-91.

FERREIRA, S.R.M.; ARAÚJO, A.G.D.; BARBOSA, F.A.S.; SILVA, T.C.R.; & BEZERRA, I. M. L. (2020). Analysis of changes in volume and propagation of cracks in expansive soil due to changes in water content. In: Revista Brasileira de Ciência do Solo. v. 44, p. 1-19, 2020.

FREDLUNG, D.G. e RAHARDJO, H. (1993). Soil Mechanics for Unsaturated Soils. John Wiley & Sons, Inc., 513p.

FOOKES, P.G. (2004). Suelos residuales tropicales. Editorial: Hombre Nuevo Editores. (traducción Espa ol Fabi n Hoyos Pati o), 235 p.

GRIM, R.E. (1962). Applied clay mineralogy. Ed. Mcgraw-Hill Book Company, INC.

HUAT, B. B. K; PRASAD, A.; TOLL, D. G., (2012). Handbook of Tropical Residual Soils Engineering CRC Press_Balkema - Libgen.IC

GUIMARÃES NETO, J.S.F. (1997). Análise de alguns fatores que influenciam a colapsividade de um solo compactado devido   inunda o. Disserta o de Mestrado, Universidade Federal de Pernambuco, 107 p.

HAINSWORTH, J. M. & AYLMOORE, L.A.G. (1983). The use of computer assisted tomography to determine spatial distribution of soil water content, by JM Hainsworth and LAG Aylmore, Australian J. Soil Res. 21(4), 435- 443.

HVORSLEV, M.J. (1949). Subsurface Exploration and Sampling of Soils for Civil Engineering Purposes – Waterways Experiment Station – Vicksburg, Mississipi-USA.

JESUS, A.S. (2013). Investiga o multidisciplinar de processos erosivos lineares: estudo de caso da cidade de Anápolis - GO. Tese de Doutorado, Universidade de Brasília, 340 p.

JOHNSON, L.D. (1978). Predicting potencial heave and heave with time im swelling foudation soils. Technical report S-7 8-7, U.S. Army Engineer waterways experiment station, CE, Viksburg, Miss.

JONGERIUS, A. & HEINTZBERGER, D. (1963). The prepation of Mammoth-sized thin sections. Wegeningen, The Netherlands: Soil Survey, Paper, 1. The Soil Survey Institute.

JUSTINO DA SILVA, J.M. (2001). Variação Volumétrica de uma Argila Expansiva Não-Saturada submetida a diferentes condições climáticas. Tese de Doutorado, Universidade de São Paulo.

JUSTINO DA SILVA, J.M., ROLIM, T.L. (2002). Um Processo Simples para Extração de Amostra Indeformada Tipo Shelby em Argila Fissurada. XII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, São Paulo. v. 1. pp. 519-524.

LAMBE, T.W. (1958). The structure of compacted clay. JSMFD, ASCE Vol 84, SM2, 1654, pp. 1654-1 – 1654-35.

LAMBE, T. W.; WHITMAN, R. V. (1960). Mecânica de Suelos. Terzaghi.

LIMA, P.C.; CIRI, N. & LEPSCH, I.(1985). Terminologia de micromorfologia do solo. B. Inf. da SBCS, Campinas, V.10, pp. 33-43.

LIMA, M.R.C. (2018). Estudo de técnicas alternativas para monitoramento ótico de tensões, deformações e temperatura em obras de engenharia. Tese de doutorado, Universidade de Brasília. <https://www.geotecnia.unb.br/index.php/pt/producao-academica/teses-e-dissertacoes>.

LINS, A.H.P. (1990). Resistência e poro-pressão desenvolvidas em um solo compactado não saturado em Laboratório. Tese de Doutorado, Universidade Federal do Rio de Janeiro, 351pp.

LUZ, L.R.Q.P.; SANTOS, M. C. D. & MERMUT, A.R. (1992). Pedogênese em uma toposseqüência do Semi-árido de Pernambuco. Rev. Bras. Cienc. Solo. Campinas, vol.16, pp. 95-102.

MACHADO, C. B. (2019). Caracterização da Microestrutura de uma Pedoseqüência com Lamelas utilizando tomografia computadorizada de Raios X. Tese de Doutorado. Universidade Federal de Pernambuco. Recife. p. 69.

MARINHO, F.A.M. (1994). Medição de sucção com o método do papel filtro. Anais... X COBRAMSEG, vol. 2, p. 515 -522.

McGOWN, A. & COLLINS, K. (1975). The Microfabrics of some expansive and collapsing soils. V Cong. Panamericano de Mec. dos Suelos e Ing. de Fundaciones, Buenos Aires, pp. 323-332.

McKEEN, R. G. (1980). Field Studies of Airport Pavements on Expansive Clay. 4th Int. Conf. on Expansive Soils, pp. 242-261.

MOHR, H. A. (1936) – General Report on Sampling Operations - Boston, Massachusetts - USA.

MOTTA, E.Q., FERREIRA, S.R.M. (2011). Variações da compressibilidade e do potencial de colapso de um solo perante diferentes líquidos de inundação. Revista de Estudos Ambientais (Online), vol. 13, pp. 28-41.

MURPHY, C.P. (1986). Thin Section Preparation of Soils and Sediments. Berkhamsted: A.B. Academic publish. 145 p.

OLIVEIRA, J.T.R. (2002). A Influência da qualidade das amostras no comportamento-tensão-deformação-resistência de argilas moles. Rio de Janeiro. Tese de Doutorado, 276 pp. COPPE/UFRJ.

OLIVEIRA, J.T.R. (2005). Prospecção Geotécnica – Ensaio de Laboratório. Geotecnia no Nordeste. GUSMÃO, A.D., GUSMÃO FILHO, J.A., OLIVEIRA, J.T.R., MAIA, G.B. (Org.), Editora da UFPE, 542 p.

OLSSON, J. (1925). Kolvborr, ny borrtyp for upptagning av lerprov (Piston sampler, new sampler for obtaining samples of clay) - Teknisk Tidskrift, vol. 55, pp. 17-20.

PAIVA, S.V. (2008). Estudo químico do saibro coletado na região metropolitana do Recife para utilização nas argamassas de assentamento e revestimento de alvenaria. Dissertação de Mestrado,. Universidade Católica de Pernambuco, 146 p.

PAIVA, S.V. (2015). Solos Expansivos: identificação, avaliação da expansividade e melhoramento com cal: Seminário de Qualificação de Doutorado, Universidade Federal de Pernambuco, 146 p.

PEREIRA DE SOUZA, L. A., FERNANDES DA SILVA, R., SHOJI IYOMASA, W. (1998). Métodos de Investigações. Antonio Manoel dos Santos, Sergio Nertan Alves de Brito, (eds), Geologia de Engenharia, Associação Brasileira de Geologia de Engenharia, São Paulo, pp. 163-196.

PETH, S.; NELLESEN, J.; FISCHER, G. & HORN, R. (2010) Dynamics of soil por space structure investigated by X-ray microtomography. In: World Congress os Soil Science, Soil Solutions for a Changing Worl. 19, 2010. Brisbane, Australia. Proceedings [...]. Australia.

PETROVIC, A.M., SIEBERT, J.E. & RIEKE, P.E. (1982). Soil Bulk Density Analysis in Three Dimensions by Computed Tomographic Scanning, by AM Petrovic, JE Siebert and PE Rieke, Proc. Soil Sci. Soc. Am. J. 46(3), 445-450.

RICHARDS, B. G. (1980). Measurement of the Soil Suction in Expansive Clays. Inst. Eng. Austrália, Civ. Eng. Trans., vol. CE22, n. 3, pp. 252-261.

SANTOS, M.C.D.; MERMUT, A.R. & RIBEIRO, M.R. (1991). Micromorfologia de solos com argila de baixa atividade no Sertão de Pernambuco. Revista Brasileira de Ciência do Solo, Campinas Vol 15, pp. 83-91.

SANTOS, R.D. *et al.* (2005). Manual de descrição e coleta de solos no campo. 5. ed revista e ampliada Viçosa, Sociedade Brasileira de Ciência de Solo, 100 p.

SANTIAGO, J.W.C.M. (2009). Deterioração de embasamentos de fundações de prédios construídos em Alvenaria Resistente. Dissertação de Mestrado, Programa de Engenharia Civil, Universidade Católica de Pernambuco, 147p.

SEED, H.B., MITCHELL, J.H & CHAN, C.K. (1960). The strength of compacted cohesive soils. ASCE Research Conf. on the shear strength of cohesive soil. Boulder, Colorado, pp. 877-964.

SILVA, T. J. (2017). Avaliação do impacto de fissuras na condutividade hidráulica em aplicações de camada fina por meio de análises de imagens. Dissertação de Mestrado. Universidade de Brasília.

SILVA, T.C.R. (2019). Avaliação do comportamento hidromecânico e do processo de propagação de fissuras de solo expansivo do município de Bonito/PE. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Pernambuco. 163p.

SNETHEN, D.R.; JOHNSON, L.D. & PATRICK, D.M. (1977). An Evaluation of Expedient Methodology for identification of Potentially Expansive Soils, F.H.W.A.R.D. pp. 77-94, Federal Highway Administration, Washington.

SPANNER, D.C. (1951). The Peltier Effect and its Use in Measurement of Suction Pressure, Journal of Experimental Botany, vol. 2, pp. 145-148.

SOUZA SANTOS. P. (1975). Tecnologia de argila, aplicada as argilas brasileiras, São Paulo. Edgard Blücher, Ed da Universidade de São Paulo, v 1, 340 p.

STOOPS, G.J. (1986). Multilingual translation of the terminology used in the Handbook for Soil thin Section Description Pedologie, Ghent, vol. 36, pp. 337-347.

TANG, C.; CUI, Y.J.; SHI, B.; TANG, A.M. & LIU, C. (2011 a). Desiccation and cracking behavior of clay layer from slurry state under wetting-drying cycles. *Geoderma*, 166, pp. 111-118.

TANG, C.; SHI, B.; LIU, C.; SUO, W. & GAO, L. (2011 b). Experimental characterization of shrinkage and desiccation cracking in thin clay layer. In: *Applied Clay Science*, 52, pp. 69-77.

TANG, C.; ZHU, C.; LENG, T.; SHI, B.; CHENG, Q. & ZENG, H. (2019). Three-dimensional characterization of desiccation cracking behavior of compacted clayey soil using X-ray computed tomography. *Engineering Geology* 255 1-10.

TEIXEIRA, P. C.; DONAGEMA, G.K.; FONTANA, A.; TEIXEIRA, W. G. 2017 *Manual de Métodos de Análise de Solos*. Empresa Brasileira de Pesquisa Agropecuária, Embrapa Solos. 3ª edição. Brasília. EMBRAPA. p. 573.

TRAN, K.M.; BUI, H.H.; KODIKARA, J. & SÁNCHEZ, M. (2018). Numerical simulation of soil curling during desiccation process. In: *International Conference on Unsaturated Soils*, 7. Hong Kong. Proceedings [...]. Hong Kong: ICUS.

Capítulo 9

ÍNDICES FÍSICOS, TEXTURA, CONSISTÊNCIA E CLASSIFICAÇÃO DE SOLOS

Paulo Cesar Burgos
Wilson Conciani

1. INTRODUÇÃO

Os solos provenientes das áreas de clima tropical úmido apresentam peculiaridades de propriedades e de comportamentos bem distintos daqueles oriundos de regiões de clima temperado, onde se desenvolveram os sistemas convencionais de classificação de solos. As propriedades e os comportamentos desses solos são influenciados por aspectos físicos, químicos e mineralógicos associados à estrutura, que é constituída por agregados que contêm grupamentos estruturais macro e microporos resultantes de sua gênese.

Os solos tropicais não saturados ocorrem em qualquer perfil de solo, de origem residual ou não. Os solos tropicais residuais apresentam características particulares atreladas a sua gênese, provocando estruturas e composições distintas, com destaque a sua microestrutura, que se manifesta com propriedades cimentantes, sendo fundamentais na origem dos agregados e concreções, o que os fazem diferir substancialmente dos solos não tropicais.

De vasta ocorrência na área territorial do Brasil, os solos lateríticos podem ser localizados com base nos mapas de solos, pois as classes pedológicas denominadas por latossolos e argissolos, quando tratadas pela classificação geotécnica M.C.T. enquadram-se como de comportamento laterítico. Ressalta-se que, na Ciência do Solo, há apenas uma única classe de solo laterítico, que é o latossolo. O processo conhecido como latolização ou laterização consiste em atividade pedogenética decorrente do desenvolvimento de pH na faixa aproximada de 4,5 a 7,0, possibilitando a intensa lixiviação das bases e da sílica e a conseqüente concentração de óxidos e hidróxidos de ferro e alumínio. Esses óxidos desempenham função cimentante.

Neste capítulo, são abordadas as peculiaridades referentes aos solos tropicais lateríticos e saprolíticos, que as diferenciam dos solos não tropicais. Isso se fará discorrendo-se sobre algumas características e propriedades de identificação e caracterização. Isso se faz necessário porque os solos tropicais não se enquadram de maneira satisfatória na mecânica dos solos clássica, exigindo, do meio técnico, estudos que retratem melhor suas propriedades e o seu comportamento.

Os índices físicos são propriedades que caracterizam o solo em um dado instante a partir de proporções entre massas e volumes que ocorrem em suas fases. Esses índices, normalmente, são alterados no decorrer do tempo, principalmente, por ações advindas da natureza, mas também por ações antrópicas. Seguidamente, discorre-se sobre a textura do solo, que representa a forma de ocorrência e disposição de suas partículas sólidas, em geral, constituídas de dimensões, formas e proporções bastante variadas. Abordam-se aspectos correspondentes à consistência do solo, que está intimamente relacionada ao tipo de argilomineral e à quantidade de água presente, implicando, assim, os estados de consistência que um material argiloso pode experimentar. Nas características de textura e consistência, consideram-se as particularidades dos materiais tropicais, revelando-se a influência, principalmente, da microestrutura nessas propriedades.

Por fim, reporta-se sobre os sistemas tradicionais de classificação de solos, comumente utilizados no meio técnico, sendo eles o Sistema U.S.C.S. (unificado) e o Sistema T.R.B., desenvolvidos com base em solos provenientes de ambiente de clima temperado, sob condições bastante distintas daquelas que ocorrem nas regiões tropicais úmidas, onde a ação do intemperismo químico se manifesta de forma mais intensa em comparação ao intemperismo físico, gerando perfis de alteração mais espessos. Cabe destacar o advento de uma nova classificação geotécnica com base nos solos tropicais do Brasil, denominada Classificação M.C.T., desenvolvida em decorrência de algumas limitações dos sistemas tradicionais de classificação quando aplicadas aos solos tropicais. Também se inclui a técnica de adsorção de azul de metileno. Essa técnica promissora é indicada para a caracterização da fração fina de solos tropicais.

A classificação geotécnica convencional mostra dificuldade quando aplicada aos solos tropicais por não considerar as peculiaridades que esses materiais apresentam devido ao seu processo de formação, que confere propriedades físicas, químicas, mineralógicas e de estrutura particulares. Nos solos lateríticos ocorre uma agregação significativa por cimentação dos óxidos e hidróxidos de ferro e alumínio. Para o caso dos solos saprolíticos essa agregação se manifesta bastante reduzida. Dessa forma, evidencia-se a necessidade de realizar adaptações aos sistemas convencionais e/ou desenvolver métodos mais adequados para lidar com esses solos, como exemplo, cita-se o surgimento da classificação geotécnica M.C.T.

Como já reportado, as bases da mecânica dos solos clássica foram originadas em regiões de clima temperado. Os estudos correspondentes à mecânica dos solos não saturada representam uma área que se encontra ainda em desenvolvimento no que se refere aos aspectos conceituais e de experimentos. Isso revela tópicos que ainda são objeto de pesquisas e desafios do meio técnico, especificamente, para os técnicos brasileiros em função da extensa área territorial que exibem os mais diversos solos tropicais.

Devido à importância dos estudos relacionados aos solos tropicais para o mundo, ocorreu no Brasil, no ano de 1985, a Primeira Conferência Internacional de Geomecânica em Solos Tropicais Lateríticos e Saprolíticos, tornando-se um marco representativo para o tema.

Aqui cabe lembrar que o capítulo 3 deste livro mostrou a distribuição de poros na estrutura dos solos tropicais e saprolíticos. Essa distribuição, em geral, bimodal, é um dos fatores que diferenciam os solos tropicais dos demais solos. O elevado grau de intemperização desses solos o levam a formar *peds* ou aglomerados de partículas. No interior destes *peds*, existem vazios menores que aqueles dos espaços intergranulares. Camapum de

Carvalho & Gitirana Júnior (2021) mostram esse fato tanto por trabalhos de porosimetria quanto por micrografias.

Essa distribuição porosimétrica diferenciada afeta inclusive as análises de plasticidade, granulometria e massa específica. A desagregação desses *peds* reduz o tamanho dos grãos, muda a relação de vazios e, por conseguinte há uma mudança no comportamento do solo. Essa mudança se apresenta nas propriedades índices do solo.

A classificação dos solos tropicais passa a ser um desafio para os sistemas tradicionais. Este capítulo tem a intenção de mostrar os impactos dessas mudanças na classificação do solo, bem como outras alternativas de classificação que permitam inferir seu comportamento nas obras e serviços geotécnicos.

2. ÍNDICES FÍSICOS

A determinação dos índices físicos traduz um conhecimento importante para a devida identificação do estado em que o solo se encontra em um dado momento. Em laboratório, comumente, determina-se de forma direta, três índices físicos: o teor de umidade, a massa específica do solo e a massa específica dos sólidos. Esses índices são determinados com normas específicas da Associação Brasileira de Normas Técnicas - ABNT. Os demais índices físicos do solo são obtidos mediante fórmulas de correlação.

Fredlund e Rahardjo (1993) comentam que os solos são encontrados na natureza como mistura de várias fases. Uma mistura de partículas sólidas e ar constitui um solo seco. Por outro lado, uma mistura de partículas sólidas e água constitui o solo saturado. Entre esses dois extremos, têm-se os solos não saturados, que se constituem de partículas sólidas, água e ar em percentagens volumétricas distintas.

Conforme Lambe e Whitman (1969), um solo não saturado é considerado como um sistema trifásico, isto é, constituído de três fases: líquida (água), gasosa (ar) e sólida (partículas de minerais). Fredlund e Morgenstern (1977), com base na definição de fase, sugerem que se deve considerar uma quarta fase independente, denominada interface ar-água (película contrátil).

A característica mais importante da película contrátil é a possibilidade de ela exercer uma tensão de tração nos materiais contíguos, denominada tensão superficial. Devido à ação dessa tensão, a interface ar-água comporta-se como uma membrana elástica. Se a fase gasosa for contínua, tal membrana interage com as partículas sólidas, influenciando o comportamento mecânico do solo. Existindo água intersticial ou bolhas de ar oclusas no solo, diz-se que o meio multifásico não é mais um meio contínuo. Assim, o solo não saturado pode ser analisado como um sistema bifásico, como os solos saturados, desde que se assuma que um fluido compressível preencha os poros (Fredlund e Rahardjo, 1993).

Ainda, segundo esses autores, em relação ao comportamento, o solo não saturado pode ser considerado um sistema de duas fases que entram em equilíbrio (partículas de solo e película contrátil) e outras duas que fluem (ar e água) ao se aplicar um gradiente de tensão. Nas correlações massa e volume, é possível considerá-lo um sistema trifásico, já que o volume da interface ar-água é muito pequeno e sua massa pode ser considerada como parte da massa de água. Entretanto, quando se analisa o estado de tensão de um sistema multifásico contínuo, é necessário fazer com que a interface ar-água se comporte como uma fase independente.

Sabe-se que a água é o único líquido inorgânico que se manifesta de forma natural na terra. Ela se constitui, também, no único composto químico que se apresenta naturalmente nos três estados físicos, a saber, sólido, líquido e gasoso. Esses estados são dependentes da temperatura e da pressão. A molécula de água possui dois polos dotados de cargas contrárias que conduz à formação de enlaces estáveis entre as moléculas e exige energia considerável para a destruição desse enlace. Disso decorre que há necessidade de muita energia para ocorrer a evaporação ou liberação de uma molécula de água. O ar é uma mistura de diversos gases que se apresentam com quantidades distintas de vapor de água. Se não ocorre vapor de água, o ar é denominado de ar seco. Quando há vapor de água, esse é o ar úmido. Esses dois materiais podem ser considerados um gás de comportamento ideal sob pressão e temperatura, que ocorre no âmbito da engenharia de solos. Em relação à interação entre o ar e a água, o caso de solos não saturados, adota-se, comumente, o modelo capilar, no qual o menisco capilar reflete a diferença de pressão existente entre o ar e a água, o que se denomina sucção matricial. Na água, o ar se apresenta como uma mistura imiscível ou uma mistura separada da água pela película contrátil. Cabe informar que estudos realizados revelam que o espaço disponível para o ar na estrutura molecular da água é de, aproximadamente, 2% do seu volume.

Gitirana Jr. *et al.* (2012) comentam que, para os solos tropicais profundamente intemperizados, os solos lateríticos, deve-se atentar para os macroporos, visto a sua constituição ser resultante de agregação de partículas minerais que estabelecem a presença de microporosidade no interior dos agregados, que é preenchida por água e/ou ar. A continuidade das fases fluidas no solo não saturado varia à medida que o solo for submetido à variação de grau de saturação.

A Figura 1 ilustra um elemento idealizado de solo não saturado com fase ar contínua, proposto por Fredlund e Rahardjo (1993), enquanto a Figura 2 mostra os diagramas propostos por esses autores correspondentes aos modelos rigoroso e simplificado, notando-se a incorporação de uma nova fase denominada interface ar-água, também conhecida como película contrátil.

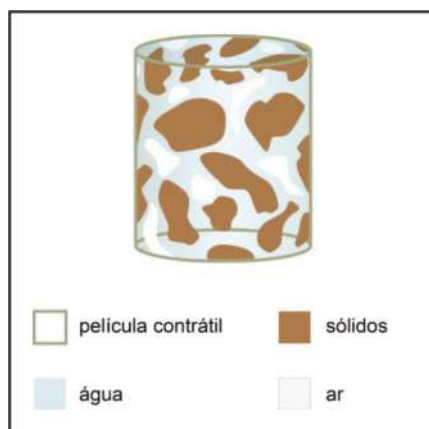


Figura 1 – Elemento de solo não saturado com fase ar contínua (modificado de Fredlund e Rahardjo, 1993)

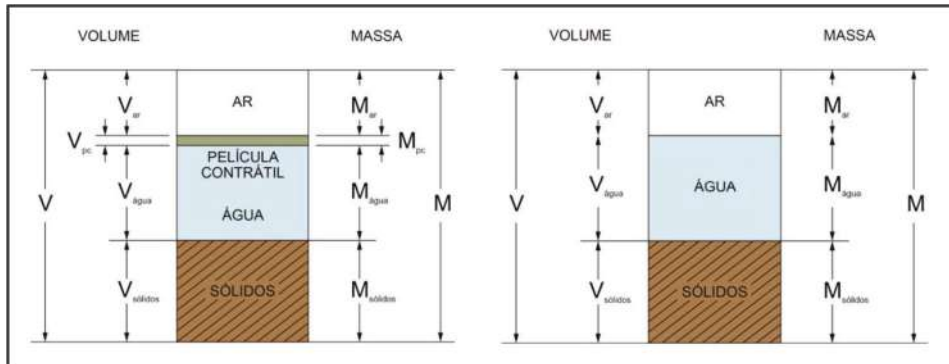


Figura 2 – Modelos rigoroso e simplificado das fases de um solo não saturado, conforme proposição de Fredlund e Rahardjo (1993)

2.1 Relação entre massas

O teor de umidade gravimétrico (w) do solo é definido como a relação entre a massa de água (M_w) e a massa de sólidos (M_s), correspondente a um mesmo volume de solo, indicado em porcentagem:

$$w = \frac{M_w}{M_s} \quad (\text{Eq. 1})$$

O teor de umidade gravimétrico apresenta limite inferior igual a zero e o seu limite superior é indefinido, podendo ocorrer valores superiores a 100%.

2.2 Relação entre volumes

Comumente, definem-se três índices físicos a partir de relações volumétricas, sendo esses, porosidade, índice de vazios e grau de saturação.

Entende-se, por porosidade (n) a relação entre o volume de vazios (V_v) e o volume total de solo (V), expresso em porcentagem, com variação no intervalo de 0 a 100%. Nogueira (1998) comenta que, como os sólidos são considerados incompressíveis, dentro do intervalo de tensões normalmente aplicadas nos projetos comuns de engenharia, qualquer variação no volume de um solo será acompanhada de igual variação no seu volume de vazios. Então, numerador e denominador da equação (2) variarão em um mesmo sentido. Desse modo, a porosidade não nos permite acompanhar a variação de volume do solo ao longo do tempo quando submetido a um carregamento.

$$n = \frac{V_v}{V} \quad (\text{Eq. 2})$$

Fredlund e Rahardjo (1993) reportam que, de forma similar, pode-se definir a porosidade em relação a cada fase do solo, a saber:

$$n_s = \frac{V_s}{V} \quad (\text{Eq. 3})$$

$$n_w = \frac{V_w}{V} \quad (\text{Eq. 4})$$

$$n_a = \frac{V_a}{V} \quad (\text{Eq. 5})$$

$$n_c = \frac{V_c}{V} \quad (\text{Eq. 6})$$

onde:

n_s = porosidade das partículas do solo (%).

n_w = porosidade de água (%) [percentagem do volume de vazios ocupados por água].

n_a = porosidade de ar (%) [percentagem do volume de vazios ocupador por ar].

n_c = porosidade da película contrátil (%).

Fredlund e Rahardjo (1993) comentam, ainda, que o volume associado com a película contrátil (interface ar-água) pode ser assumido como sendo desprezível ou incorporado à fase da água. A soma das porosidades de todas as fases deve ser igual a 100%. Destaca-se que a porosidade da água (n_w) é denominada de teor de umidade volumétrico (θ_w) nas áreas Agrônômica e de Ciência do Solo.

O índice de vazios (e) é definido como a relação entre o volume de vazios (V_v) e o volume de sólidos (V_s) para um mesmo volume de solo, conforme a equação:

$$e = \frac{V_v}{V_s} \quad (\text{Eq. 7})$$

Esse parâmetro que indica a variação volumétrica do solo ao longo do tempo e perante aplicação de carregamentos externos; visto que o volume de sólidos é constante, as variações volumétricas que ocorrem são função da variação do índice de vazios. Apresenta-se, em seu limite inferior, com valor numérico maior que zero e o seu limite superior não é bem definido, sendo dependente da estrutura do solo.

O grau de saturação (S_r) representa a relação entre o volume de água (V_w) e o volume de vazios (V_v), para um mesmo volume de solo, expresso em percentagem. O intervalo de variação desse índice físico compreende o intervalo entre 0 e 100%, representando, respectivamente, em seu extremo inferior, o solo seco e, no seu extremo superior, o solo saturado. Por consequência, entre esses dois extremos, encontra-se a condição de estado que representa o solo não saturado.

$$S_r = \frac{V_w}{V_v} \quad (\text{Eq. 8})$$

Conforme comentado, outra forma de se determinar o teor de umidade de um solo consiste em se empregar o conceito da umidade volumétrica (θ_w) que representa a relação entre o volume de água (V_w) e o volume total do solo (V), de acordo com a Equação 9:

$$\theta_w = \frac{V_w}{V} \quad (\text{Eq. 9})$$

Ela pode ser expressa em relação ao grau de saturação substituindo-se a Equação 8 na Equação 9, tem-se:

$$\theta_w = \frac{S_r V_v}{V} \quad (\text{Eq. 10})$$

Como V_v/V representa a porosidade, a Equação 10 poderá ser reescrita da seguinte forma:

$$\theta_w = S_r n \quad (\text{Eq. 11})$$

2.3 Relação entre massa e volume

A massa específica do solo (ρ) referente a um teor de umidade distinto dos extremos que caracterizam um solo seco e um solo saturado é definida como a relação entre a massa do solo (M) e o volume do solo (V), expressa em g/cm^3 :

$$\rho = \frac{M}{V} \quad (\text{Eq. 12})$$

A massa específica do solo seco (ρ_d) corresponde ao extremo inferior de umidade, ou seja, o solo seco, que é representado por grau de saturação nulo. Em algumas situações, há necessidade de se empregar o referido índice para a resolução de alguns problemas de geotecnia. Consiste na relação entre a massa do solo seco (M_s) e o volume do solo (V), expressa em g/cm^3 :

$$\rho_d = \frac{M_s}{V} \quad (\text{Eq. 13})$$

De maneira, oposta, tem-se a massa específica do solo saturado (ρ_{sat}), que traduz o teor de umidade máximo do solo, representado pelo estado de solo saturado, definida como sendo a relação entre a massa de solo saturada (M_{sat}) e o volume de solo (V), expressa em g/cm^3 .

$$\rho_{\text{sat}} = \frac{M_{\text{sat}}}{V} \quad (\text{Eq. 14})$$

Tratando-se da massa específica do solo nos estados seco e saturado, informa-se que não se considerou uma possível variação de volume decorrente da perda de umidade na etapa de secamento, como também do ganho de umidade na etapa de saturação. Esses fenômenos conhecidos como retração e expansão serão discutidos mais adiante.

A massa específica dos sólidos (ρ_s) indica um valor médio das massas que constituem a fase sólida do solo, revelando a influência dos minerais e de as proporções que o formam. É definida como sendo a relação entre a massa de sólidos (M_s) e o correspondente volume de sólidos (V_s):

$$\rho_s = \frac{M_s}{V_s} \quad (\text{Eq. 15})$$

Esse índice físico também pode ser expresso como densidade real dos grãos, G_s , parâmetro adimensional. A determinação da massa específica dos sólidos obedece às orientações da NBR 6458, anexo B da Associação Brasileira de Normas Técnicas - ABNT.

Ressalta-se que em regiões de clima temperado, os solos se apresentam com baixo teor de oxi-hidróxido de ferro, e a densidade real se manifesta na ordem de 2,65. Nas regiões de clima tropical, de maneira oposta, ocorrem valores elevados, próximo de 3,00. Destaca-se, também, que os solos lateríticos têm sua densidade real influenciada pela presença de poros isolados no interior dos seus agregados.

Poder-se-á expressar as relações entre massas e volumes, fazendo-se uso do peso em detrimento da massa, originando, assim, o peso específico, cuja simbologia é γ , e tem como unidade no Sistema Internacional kN/m^3 . Esse conceito é importante na engenharia por tratar da relação de forças e pesos em lugar de massas. Dessa forma, é possível trabalhar na determinação de cargas, tensões e pressões que atuam no maciço de solo e nas fundações.

Um caso em que a relação de pesos é essencial é quando um solo se encontra abaixo do nível de água, quando se tem a ação do empuxo. Para esse caso, emprega-se o peso específico submerso (γ_{sub}). Este, por sua vez, é definido como a diferença entre o peso específico do solo saturado (γ_{sat}) e o peso específico da água (γ_w).

$$\gamma_{\text{sub}} = \gamma' = \gamma_{\text{sat}} - \gamma_w \quad (\text{Eq. 16})$$

3. TEXTURA E CONSISTÊNCIA

A variação das dimensões e formas das partículas que constituem a fração sólida do solo é muito diversificada. Os solos grossos, pedregulhos e areias possuem grãos que são perceptíveis a olho nu, diferentemente dos grãos de argilas, que, em conjunto com os siltes formam os solos finos.

A análise granulométrica define, de forma separativa, as frações do solo, elencando-as e, normalmente, as frações correspondentes ao pedregulho e areia se apresentam com forma aproximadamente esferoidal ou angulosa, atentando-se que o tipo de gênese interfere na característica de como esses ocorrem. Em relação à parte fina, os argilominerais se manifestam predominantemente na forma laminar.

De acordo com Jacintho *et al.* (2012), a textura constitui um dos principais aspectos físicos que distinguem os solos tropicais lateríticos dos demais tipos de solos. Enquanto nos demais tipos de solos, de um modo geral, é possível pensar na textura como a granulometria das partículas individualizadas dos minerais, nos solos lateríticos, as partículas individualizadas, mesmo no caso das argilas, dificilmente se apresentam com propriedades e comportamentos que refletem a própria individualidade. Isso se deve à participação dos minerais de argila e mesmo dos minerais primários, em agrupamentos estruturais, os macros e microagregados, que apresentam características próprias, conferindo, ao solo, comportamentos distintos daqueles que refletiriam o do solo contendo as partículas individualizadas. Essa situação impacta no procedimento de análise granulométrica, uma vez que, durante o ensaio, os referidos *peds* podem se desagregar. Por isso, dependendo do objetivo, os ensaios podem ser feitos com ou sem defloculante, com ou sem uso de ultrassom. A técnica de preparo da amostra interfere no resultado, pois a secagem e o destorroamento podem desmanchar esses microagregados.

No meio técnico existem procedimentos distintos em relação ao ensaio de sedimentação.

Recomenda-se utilizar o defloculante químico para situações em que o solo se submeterá à percolação de contaminantes e/ou a um tipo de estabilização química. O emprego da técnica de ultrassom está relacionado a situações que prevaleçam em campo solicitações vibratórias, como estrutura de pavimento compactada. Quando se pretende obter a condição de agregação do material representativa do solo no seu estado natural, deve-se utilizar a sedimentação sem defloculante e sem agitação mecânica, podendo também empregar o granulômetro ou álcool. Importante notar que a curva granulométrica que indica a preservação das agregações do solo que ocorrem em seu estado natural tende a exibir o comportamento geotécnico mais próximo da realidade para diversas propriedades.

O ensaio de sedimentação realizado em conformidade com a ABNT NBR 7181, que indica o emprego de defloculante químico, tem a função de dispersar as partículas minerais constituintes dos solos, visando à sedimentação dos grãos de maneira isolada, por consequência, determinando seus diâmetros equivalentes, sendo utilizada para fins de obtenção da análise granulométrica do solo. Quando o ensaio de sedimentação é realizado de acordo com o que estabelece a ABNT NBR 13602, que preconiza não se utilizar o defloculante químico, apenas água destilada, a sedimentação dos grãos ocorre com as partículas minerais agrupadas, ou seja, como se encontram na natureza, consequentemente, sedimentam-se mais rapidamente, revelando diâmetros maiores, que são das agregações e não das partículas. A Figura 3 ilustra, de forma comparativa, as curvas granulométricas provenientes dos ensaios de sedimentação realizados com o uso de defloculante químico e de agitação mecânica e aquele sem o defloculante químico e sem a agitação mecânica. Nessa Figura nota-se, por exemplo, a diferença das percentagens passantes para a fração menor que 0,002 mm. No caso do emprego do defloculante, tem-se 41% de argila e sem uso do defloculante tem-se 20% de argila. Cabe observar que quanto mais próximas são as curvas granulométricas obtidas por esses dois procedimentos, maior será a percentagem de dispersão do solo:

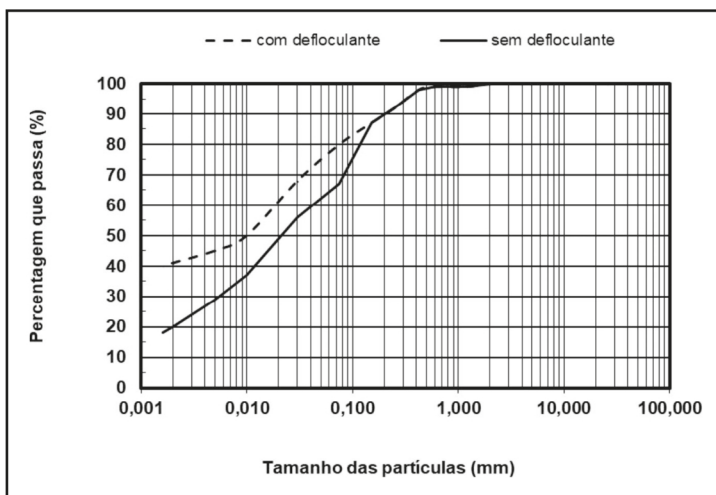


Figura 3 – Curvas granulométricas comparativas de um solo com a utilização do defloculante químico e sem a utilização do defloculante químico

Os processos pedogenéticos conferem aos solos lateríticos, uma cimentação por meio dos óxidos e hidróxidos de ferro e alumínio, principalmente goethita e gibsita, que formam pacotes, agregados concreções dotadas de estabilidade estrutural, implicando peculiaridade de comportamento. Como as partículas minerais desses solos se manifestam em aglomerações de agregados é de fundamental importância a condução dos ensaios granulométricos com e sem defloculante, diante das diferenças de resultados que esses solos mostram devido à forma de ocorrência microagregada desses materiais no seu estado natural.

Os solos saprolíticos, genuinamente residuais, com distintos graus de intemperização se manifestam com granulometria muito variável. Alguns estudos conduzidos com esses solos mostram fácil defloculação, ao mesmo tempo em que os ensaios realizados nesses materiais com o uso do defloculante hexametáfosfato de sódio e sem esse defloculante indicam curvas relativamente coincidentes, revelando que os grumos existentes nesses solos se desfazem facilmente, diferente, do que ocorre nos solos lateríticos com agregações cimentícias resistentes. Os solos saprolíticos possuem pacotes constituídos, predominantemente, por argilominerais individualizados do tipo 2:1.

Salienta-se que, muitas vezes, o comportamento dos solos tropicais é governado pelo agregado e não pela partícula de argila individualizada. Os solos lateríticos se manifestam com a fração argila constituída primordialmente por caulinita enriquecida por oxi-hidróxidos de ferro e alumínio, que interferem na formação e na estabilidade do agregado e, por consequência, repercutirá nos resultados de experimentos. Neste livro a questão da estrutura será abordada em outro capítulo.

De acordo com o procedimento convencional, a curva granulométrica de um solo indica a sua classificação textural, como, também, a partir de três diâmetros específicos, poder-se-á obter informação de sua morfologia. O diâmetro efetivo (D_{ef} ou D_{10}) indica o

diâmetro em milímetros onde passa apenas 10% em massa da amostra, ou seja, tem-se apenas 10% de material com diâmetro inferior a ele, tomado na curva granulométrica. Saiba-se, que esse diâmetro fornece uma estimativa da permeabilidade de areias. De maneira análoga, define-se o D_{30} e o D_{60} , respectivamente.

O Coeficiente de não Uniformidade (C_u) é definido pela relação:

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} \quad (\text{Eq. 17})$$

Esse coeficiente representa a distribuição do tamanho das partículas que constituem o solo, e valores próximos da unidade revelam curva granulométrica aproximadamente vertical, solo mal graduado, ou seja, com uma pequena amplitude da variação dos diâmetros. Quanto maior o valor numérico do Coeficiente de não Uniformidade, mais bem graduado é o solo, implicando, assim, uma suavização da inclinação da curva granulométrica e, por consequência, abrangendo uma amplitude maior do intervalo de diâmetros. Os pedregulhos bem graduados se manifestam com $C_u \geq 4$, enquanto as areias, com $C_u \geq 6$.

O Coeficiente de Curvatura (C_c) indica o formato da curva granulométrica do solo, conforme a relação:

$$C_c = \frac{D_{30}^2}{(D_{10} \cdot D_{60})} \quad (\text{Eq. 18})$$

Considera-se que o pedregulho e a areia são bem graduados quando o Coeficiente de Curvatura estiver compreendido no intervalo entre 1 e 3. Deve-se atentar que, principalmente os solos tropicais lateríticos se manifestam com aglomerações de torrões e agregações, ou seja, partículas não individualizadas. Esse fato pode vir a ser impeditivo para uma correta aplicação desses conceitos.

Os solos que se manifestam com quantidade apreciável de finos não podem ser corretamente caracterizados apenas pelo ensaio de granulometria; faz-se necessário agregar os ensaios de consistência, que visam quantificar as propriedades plásticas e mineralógicas. As partículas que exibem plasticidade são, notadamente, os argilominerais, porém, a fração argila se constitui, também, de outros minerais que não exprimem plasticidade.

A depender do teor de umidade, um solo argiloso apresenta características que se assemelham à de um líquido ou de um sólido. Os solos finos mostram plasticidade, que é função do tipo de argilomineral presente, e indica um estado de consistência. Assim, ocorrem estados de consistências distintos com a variação do teor de umidade do solo, sendo denominados de estado líquido, estado plástico, estado semissólido e estado sólido. No estado líquido, o solo se encontra com resistência ao cisalhamento praticamente nula, com a redução gradual do teor de umidade, o solo passará ao estado plástico, seguidamente, ao estado semissólido e, finalmente, ao estado sólido. A plasticidade do solo é dependente de diversos fatores, dentre esses, temos natureza, composição química e mineralógica da fração fina.

Com a finalidade de representar essas alterações de estados de consistências, o químico sueco Albert Atterberg conduziu pesquisas sobre as propriedades de solos finos e definiu os limites de consistência, inicialmente, direcionados aos estudos de cerâmicas.

Mais adiante, esses limites foram padronizados por Arthur Casagrande nos ensaios de determinação do limite de liquidez e limite de plasticidade. A fronteira entre o estado líquido e o estado plástico, em termos do teor de umidade, representa o limite de liquidez, enquanto a fronteira entre os estados plástico e semissólido traduz o limite de plasticidade, e o limite de contração é representado pela fronteira entre os estados semissólido e sólido. O limite de contração muitas vezes, não acompanha com fidelidade as variações de consistência dos materiais tropicais, tendo sido pouco empregado. Esses ensaios possuem normas específicas da ABNT.

Os limites de liquidez e de plasticidade são obtidos a partir de ensaios relativamente simples, mas a interpretação física desses resultados associados à composição da fração argilosa e de seus minerais é muito complexa, principalmente, no tocante aos solos tropicais, que se apresentam com a fração argila não individualizada, com agregações fortemente cimentadas.

O índice de plasticidade, que é a diferença entre o limite de liquidez e o limite de plasticidade, em teor de umidade, define o intervalo de variação em que o solo se encontra no estado plástico. Juntamente com os parâmetros granulométricos, esses índices de consistência são utilizados com a finalidade de classificar o solo nos sistemas tradicionais de classificação. O emprego desses limites para os solos tropicais, atualmente, vem sendo bastante contestado, face aos aspectos relacionados as suas peculiaridades, manuseio, preparação e repetitividade de resultados, dentre outros.

Estudos correspondentes aos limites de liquidez e plasticidade para qualquer tipo genético de solo, seja de região tropical ou temperada, mostram que esses limites aumentam com a quantidade de argila presente no solo. Os solos tropicais, principalmente, os lateríticos, se manifestam com sua fração argila constituída predominantemente pelo argilomineral caulinita e por óxidos e hidróxidos de ferro e alumínio, que recobrem ou cimentam o argilomineral, resultando em agregações. Essas agregações vão interferir nas suas propriedades índices, por consequência na interpretação dos ensaios. Outros fatores, como pré-secagem, desidratação e amolgamento, modificam a plasticidade do solo, revelando ser um material sensível, e esses materiais expressam grande dispersão nos resultados dos ensaios de consistência, conduzidos pela sistemática convencional, face essas peculiaridades apresentadas.

Outros índices menos empregados são o índice de consistência e o índice de liquidez, determinados a partir do teor de umidade natural e dos limites de liquidez e de plasticidade. Eles visam, identificar o estado de consistência dos solos argilosos em campo.

A influência do argilomineral nas propriedades de uma argila pode ser avaliada pelo índice de atividade proposto por Skempton (1953), definido como a relação entre o índice de plasticidade e a percentagem de argila, parâmetros obtidos a partir de ensaios rotineiros nos laboratórios de mecânica dos solos. Quando esse índice for menor que 0,75, a argila é inativa; se o índice estiver entre 0,75 e 1,25, a argila é considerada como normal; e quando o índice for maior que 1,25 a argila é ativa.

A Figura 4 ilustra duas curvas granulométricas correspondentes a dois solos, areia bem graduada e a areia mal graduada. O valor de Coeficiente de não Uniformidade (C_u) para a areia bem graduada é igual a 6,7 e para a areia mal graduada 1,8, enquanto os valores de Coeficiente de Curvatura (C_c) são 1,5 e 0,7, respectivamente.

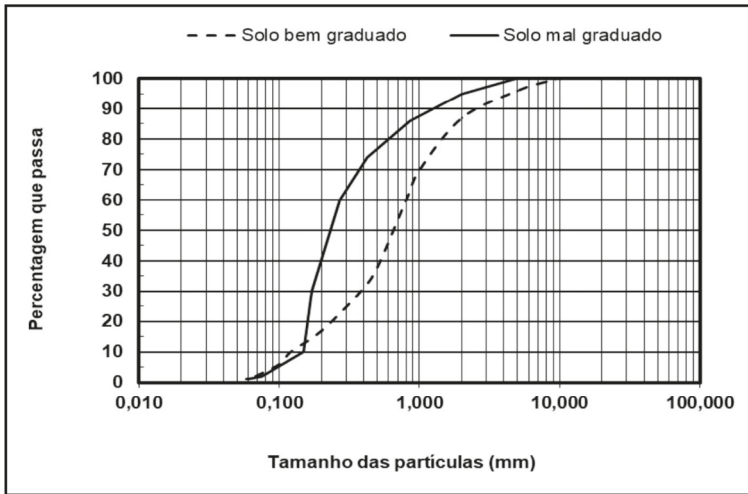


Figura 4 – Curvas granulométricas de uma areia bem graduada e de uma areia mal graduada

Tratando da curva de retenção de água em relação aos materiais que se manifestam com texturas dos tipos mal graduada ou aberta, a curva denominada bimodal se revela representativa do comportamento desses materiais. Encontra-se na Figura 5 um exemplo de curva de retenção do tipo bimodal:

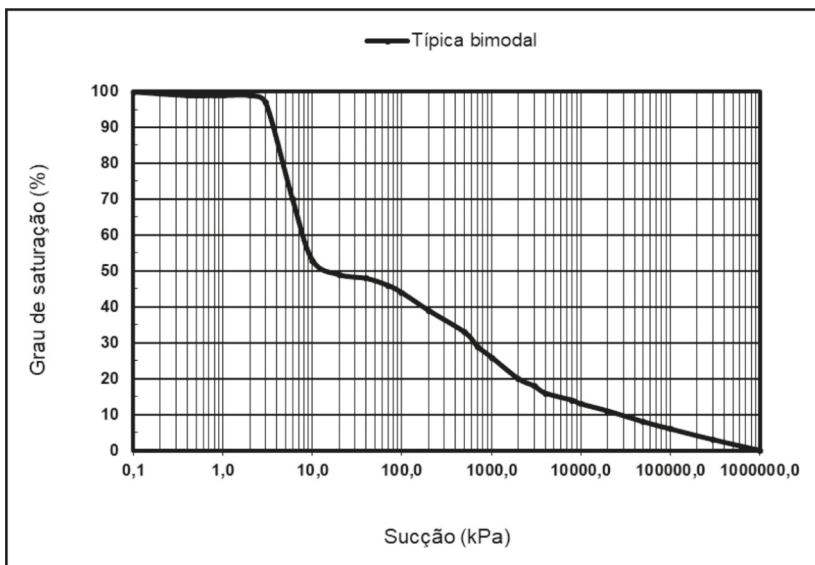


Figura 5 – Curva de retenção típica bimodal (modificado de Gitirana Jr. e Fredlund, 2004)

A carta de plasticidade apresentada na Figura 6 expressa a relação existente entre o limite de liquidez e o índice de plasticidade, sendo a “Linha A” separadora dos solos siltosos e argilosos. Os materiais predominantemente argilosos se posicionam acima dessa linha inclinada; os materiais de predominância siltosa situam-se abaixo dessa linha. A linha vertical com limite de liquidez igual a 50% separa os solos de baixa plasticidade ($w_L < 50\%$) dos de alta plasticidade ($w_L > 50\%$). Na atualidade há discussões sugerindo que quando o limite de liquidez se situar no intervalo entre 30% e 50% sejam considerados os solos como de média plasticidade:

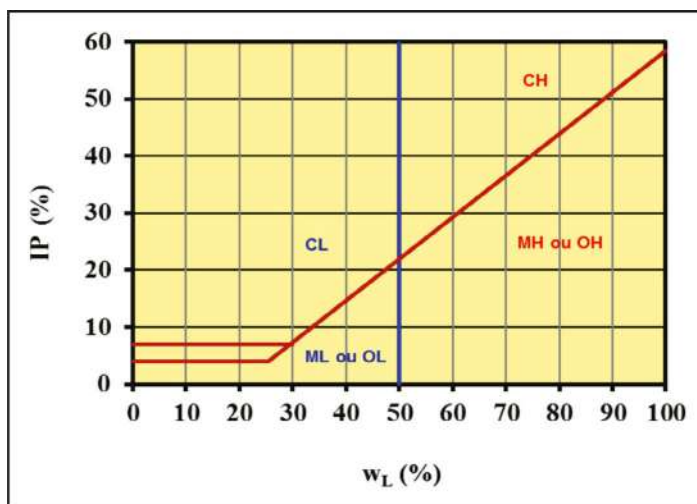


Figura 6 – Carta de plasticidade

4. CLASSIFICAÇÃO DOS SOLOS

Com as grandes diferenças existentes entre os diversos tipos de solos que ocorrem nas distintas paisagens e, por consequência, em seus comportamentos, houve a necessidade do desenvolvimento de sistemas de classificação, que visam reunir materiais de aptidões e propriedades semelhantes em um mesmo grupo para a previsão preliminar de seu comportamento nas mais variadas aplicações em obras da engenharia e áreas correlatas.

Bueno e Vilar (1984) comentam ter havido, na mecânica dos solos, um considerável esforço no sentido de criar um sistema de classificação que, de fato, permita o agrupamento de solos dotados de características similares, quer sob o aspecto genético, quer de comportamento. Diferentemente das outras ciências, deve interessar à mecânica dos solos um sistema de classificação que prefira o comportamento do solo à sua constituição, à origem, à formação, etc. Não se quer, com isso, criar um desinteresse por esses últimos aspectos. Eles terão uma considerável importância, à medida que interfiram de forma significativa no comportamento do solo.

Os sistemas de classificação de solos mais difundidos mundialmente na área geotécnica são o Unified Soil Classification System - U.S.C.S. e o Transportation Research Board - T.R.B. Eles têm como base classificatória os ensaios de laboratório de granulometria, limite de liquidez e limite de plasticidade. Ambos os sistemas foram desenvolvidos com solos provenientes de ambiente de clima temperado, portanto, de condições prevalentes bastante distintas daquelas reinantes no ambiente tropical. O ambiente tropical, que se caracteriza por possuir gênese diferenciada, face às ações climáticas. Quando os referidos sistemas de classificação são aplicados aos solos tropicais, normalmente, apresentam resultados insatisfatórios, ambíguos, principalmente, aos solos denominados lateríticos.

A grande extensão de solos lateríticos no território brasileiro, e as limitações dos critérios convencionais de caracterização e classificação de solos tradicionais quando aplicados aos solos tropicais, motivaram os professores e pesquisadores Nogami e Villibor a desenvolver um novo sistema de classificação geotécnica, denominado M.C.T. (Miniatura, Compactado, Tropical).

4.1 Sistemas de Classificações Tradicionais

A identificação e classificação dos solos para os estudos geotécnicos, sejam eles relativos às obras de fundações, barragens, estradas, cortes, aterros, etc., é de fundamental importância.

Os sistemas U.S.C.S. e T.R.B., que são considerados tradicionais no meio técnico, dividem os solos em duas classes principais, os solos grossos e os solos finos, com base na percentagem de material existente na #200. Esses dois sistemas são apresentados nos tópicos que se seguem.

4.1.1 Unified Soil Classification System - U.S.C.S (Sistema Unificado)

Desenvolvido nos Estados Unidos, na Universidade de Harvard, sob a supervisão do Professor Arthur Casagrande, a partir do ano de 1942, o sistema teve como finalidade auxiliar os engenheiros do exército americano na construção de campos de aviação, no período da Segunda Guerra Mundial, sendo revisado, posteriormente, no ano de 1952, com a participação do Bureau de Reclamações Norte Americano e do Corpo de Engenheiros do Exército Americano. O referido sistema é normalizado pela American Society for Testing and Materials - A.S.T.M. Esse sistema baseia-se na identificação dos solos, considerando-se suas propriedades de granulometria e de plasticidade, objetivando agrupar esses materiais de acordo com o seu comportamento em obras de barragens e fundações, extensiva, também, para outras construções. Agrupa os solos em três classes distintas, em função da percentagem passante na #200, sendo solos de granulação grossa, solos de granulação fina e, ainda, os solos orgânicos. Os solos são identificados por duas letras, cuja simbologia representa suas características principais do tipo de solo, acompanhadas de características complementares, a saber: G - Pedregulho; S - Areia; M - Silte; C - Argila; O - Orgânico; Pt - Turfa; W - Bem Graduado; P - Mal Graduado; H - Alta Plasticidade; L - Baixa Plasticidade.

- **Solos grossos** - denominados de pedregulho (G) e areia (S), possuem menos de 50% passante na #200. Podem ser bem graduados (W) ou mal graduados (P), a partir das características definidas pelo Coeficiente de não Uniformidade (C_u) e pelo Coeficiente de Curvatura (C_c). Fazem parte dessa classe os grupos: GW, GP, GM, GC, SW, SP, SM e SC.

Se os solos grossos apresentam quantidade de finos no intervalo de 5 a 12%, o sistema indica que deve se empregar as duas características secundárias, sejam elas, uniformidade de granulometria e características dos finos. Contudo, se esses solos grossos têm mais de 12 % de finos, importa o conhecimento das propriedades desses finos. Sendo assim, pedregulho e areia serão denominados como siltoso ou argiloso, em que o seu posicionamento na Carta de Plasticidade é primordial à sua devida classificação.

- **Solos finos** - denominados de silte inorgânico (M) e argila inorgânica (C). Quando se tratar de solo fino orgânico (O). O símbolo Pt refere-se ao material turfa, solo altamente orgânico, de cor escura e muito compressível, rico em fibras vegetais e com odor característico. Os solos finos correspondem a 50% ou mais passante na #200. Eles têm, na plasticidade, um componente fundamental para a classificação, sendo separados em função do valor de limite de liquidez, no caso, de limite de liquidez inferior a 50%, denominada baixa plasticidade (L) e, quando o limite de liquidez for superior a 50%, alta plasticidade (H). O comportamento desses solos fica determinado em conjunto, pelo teor de argila e por sua atividade mineralógica. Os solos mais compressíveis possuem maior limite de liquidez. Os solos finos são representados pelos grupos: ML, CL, OL, MH, CH, OH e Pt.

4.1.2 Transportation Research Board - T.R.B.

Essa classificação é empregada na área de pavimentação rodoviária. O atual sistema T.R.B. foi, originalmente, desenvolvido nos Estados Unidos, por Hogentogler e Terzaghi, em 1929, para a aplicação em obras de construções de vias públicas. Posteriormente, revisado no ano de 1945, inclusive com a incorporação do índice de grupo, quando passou a ser denominado de Sistema Highway Research Board - H.R.B. Para fins de classificação considera a granulometria, o limite de liquidez, o índice de plasticidade e o índice de grupo. Esse sistema de classificação de solos é indicado pela American Association of State Highway and Transportation Officials - A.A.S.H.T.O. O sistema T.R.B. também utiliza a percentagem passante na #200 para separar os solos em grossos e finos, porém, considera valor numérico distinto do outro sistema, em relação ao material que passa na #200.

- **Solos grossos** - possuem menos de 35% passante na #200 e são denominados de materiais granulares. Compreendem os grupos de solos identificados por A-1, A-2 e A-3. Os grupos de solos A-1 e A-2 são derivados nos subgrupos: A-1-a e A-1-b e em A-2-4, A-2-5, A-2-6 e A-2-7. Nesses últimos subgrupos oriundos do grupo A-2, os finos apresentam características secundárias e essas são fundamentadas nos limites de consistência para a devida classificação.

- **Solos finos** - possuem 35% ou mais passante na #200 e são denominados de materiais siltosos e argilosos. Compreendem os grupos identificados por A-4, A-5, A-6 e

A-7. O grupo A-7 é derivado nos subgrupos A-7-5 e A-7-6, diferenciados pelas características de plasticidade.

O índice de grupo (IG) tem a finalidade de avaliar, preliminarmente, a qualidade do material como camada de subleito. É determinado em função da percentagem de material que passa na #200, do limite de liquidez e do índice de plasticidade. O referido índice é escrito entre parêntese após a classificação do solo. O índice de grupo 0 indica comportamento como camada de subleito de excelente a bom, enquanto o valor 20 traduz comportamento de regular a mau, por exemplo.

4.2 Sistema de Classificação Alternativa

Devido às limitações dos procedimentos tradicionais de classificação no que se refere aos solos tropicais, apresentam-se a classificação geotécnica M.C.T. (Miniatura, Compactado, Tropical) e a técnica de adsorção de azul de metileno, constituindo-se em métodos alternativos de caracterização e classificação de solos tropicais. Essas limitações dos métodos tradicionais devem-se a peculiaridades dos solos tropicais, que são provenientes de processos intempéricos e/ou pedogenéticos característicos do ambiente tropical. A classificação geotécnica M.C.T. foi concebida considerando-se as limitações dos critérios tradicionais de caracterização e classificação, no tocante aos solos tropicais, destacando-se a granulometria, os limites de consistência, o índice de plasticidade e o índice de grupo, dentre outros. Essa classificação permite distinguir o comportamento laterítico do comportamento não laterítico, possibilitando, dessa forma, a utilização mais racional desses materiais face aos comportamentos diferenciados que essas duas classes de solos tropicais exibem. Os critérios tradicionais adotam faixas granulométricas de máxima densidade, preconizadas pelas condições estabelecidas por Fuller e Talbot. Entretanto, face aos materiais disponíveis nas áreas tropicais úmidas, têm-se constatado, que essas granulometrias se afastam daquelas indicadas nos critérios tidos como tradicionais. Contudo, esses solos tropicais apresentam-se com comportamento satisfatório quando empregados em camadas de sub-bases e de bases de pavimentos, por exemplo. Diversos pesquisadores, destacando-se Nogami e Villibor (1995), que observaram a ocorrência de solos com o mesmo valor de limite de liquidez e de índice de plasticidade se manifestando com expansibilidade completamente diferentes. Ao mesmo tempo em que ocorrem materiais com limite de liquidez elevado (superior a 50%) que não se expandem ou se expandem muito pouco. Esse fato é notado, principalmente, nos solos que se classificam pedologicamente como latossolos e argissolos. Esses materiais são de grande ocorrência no território brasileiro e, que quando tratados pelo sistema de classificação M.C.T. expressam o caráter laterítico. Por outro lado, existem solos que, apesar de possuírem limite de liquidez e índice de plasticidade baixos, manifestam-se com expansibilidade, sendo comum isso ocorrer nos solos saprolíticos ricos em siltes micáceos e/ou caulíníticos.

O índice de grupo, que é um parâmetro utilizado para estimar a capacidade de suporte do solo, é determinado levando-se em consideração os valores de limite de liquidez e a percentagem de solo inferior a #200. Entretanto, estudos recentes revelaram que esse índice se correlaciona bem quando aplicado aos solos provenientes de clima temperado. Para os solos desenvolvidos no ambiente tropical essa correlação se mostra precária, com

grande dispersão, o que sugere a sua inadequabilidade para com os solos tropicais, principalmente, aqueles de comportamento laterítico. Merece destaque a observação reportada por Vargas (1982), mostrando a ambiguidade da Classificação Unificada U.S.C.S. quando aplicada aos solos tropicais.

Como os solos lateríticos e saprolíticos se manifestam comumente em um mesmo perfil de alteração, contudo, possuindo propriedades e comportamentos bem distintos, é recomendável proceder a uma avaliação criteriosa desses materiais para a sua correta aplicação, conforme projeto, visando o bom desempenho desses nas obras.

Em termos conceituais, consideram-se solos lateríticos os solos resultantes de processo pedogenético correspondente a perfis de solos bem drenados e desenvolvidos no ambiente de climas tropicais úmidos. A caulinita é o argilomineral principal. O enriquecimento dessa fração argilosa por óxidos e hidróxidos de ferro e alumínio, com macroestrutura e microestrutura porosas, maiormente na fração argila e constituem o horizonte pedológico B desses perfis. Destaca-se que, na ciência do solo, há apenas uma classe correspondente ao solo laterítico, que é denominada de latossolo, que tem confirmado, pela classificação M.C.T., esse aspecto comportamental, conforme reportado anteriormente. Em relação aos solos não lateríticos, ou seja, os solos saprolíticos, esses são resultantes da ação intempérica da rocha em campo, pela desintegração e decomposição, mantendo ainda de maneira nítida, a estrutura da rocha original, sendo, portanto, um solo residual – autóctone, com predominância de argilominerais dos grupos da illita e montmorilonita. Os solos saprolíticos constituem o horizonte pedológico C e, pela classificação M.C.T., são enquadrados na classe de solos de comportamento não laterítico. Estudos realizados com diversos solos tropicais brasileiros mostraram a significativa correlação entre os resultados obtidos a partir da classificação M.C.T. e a classificação pedológica.

Barroso *et al.* (1998) comentam que os sistemas tradicionais de classificação T.R.B. e U.S.C.S. desenvolvidos para os materiais de ambiente temperado vêm se mostrando inadequados para aplicação em muitos de nossos solos tropicais, pois podem atribuir um mesmo tipo de comportamento a solos lateríticos e saprolíticos, por exemplo.

Outra dificuldade inerente à sistemática convencional, reportada por alguns pesquisadores, refere-se à reprodutibilidade dos ensaios de consistência dos solos lateríticos, visto que há uma tendência de eles mostrarem aumento de plasticidade com o processo de espatulação. É comum notar que os materiais de comportamentos laterítico e não laterítico ocupam, na Carta de Plasticidade, posições similares.

O Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo - IPT desenvolveu um Programa Interlaboratorial Brasileiro, compreendendo conceituados laboratórios de mecânica dos solos. Nota-se, a partir da análise da carta de plasticidade, que os resultados obtidos no programa revelaram grande dispersão conduzida pela variação do limite de liquidez e índice de plasticidade, conforme ilustra a Figura 7. Cabe informar que dispersões desses índices também foram constatadas na Grã-Bretanha, conforme Nogami e Villibor (1995).

Com as limitações dos procedimentos convencionais em relação aos solos tropicais, algumas propostas foram tentadas por diversos estudiosos, visando soluções; contudo, elas não tiveram resultados satisfatórios. Com isso, mostra-se a importância do sistema M.C.T. para a identificação de solos tropicais, observando-se que ele pode, ainda, vir a ser aperfeiçoado como qualquer outro sistema de classificação.

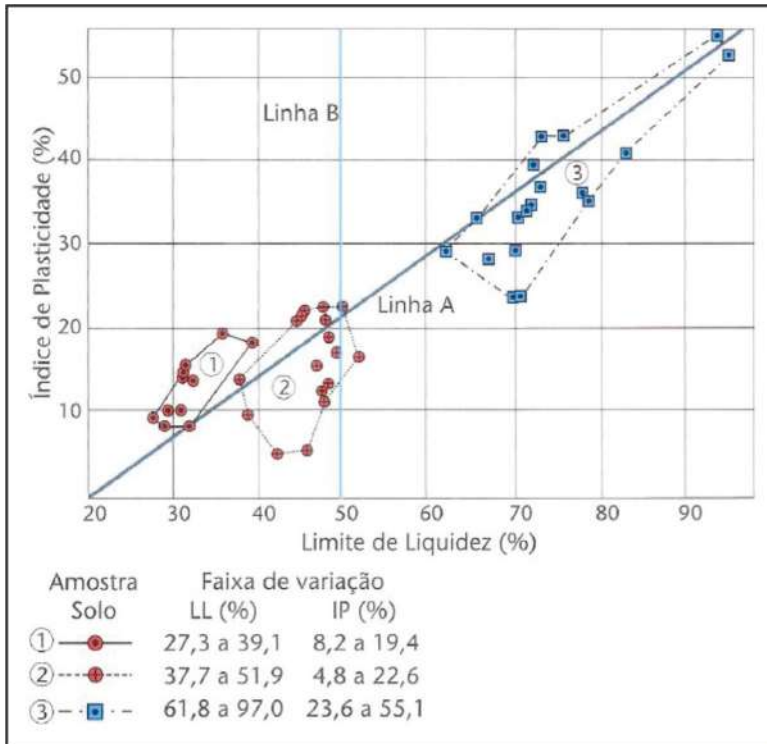


Figura 7 – Carta de Plasticidade do Programa Interlaboratorial (Villibor e Nogami, 2009)

4.2.1 Classificação M.C.T. (Miniatura, Compactado, Tropical)

Segundo Villibor e Nogami (2009), essa sistemática caracteriza-se por utilizar corpos de prova cilíndricos, de dimensões reduzidas, com diâmetro de 50 mm, por isso, designada de miniatura. Os corpos de prova são compactados, mediante procedimento específico e, destinado aos solos tropicais, o que justifica o uso da abreviatura M.C.T. Essa sistemática é recomendada para o estudo de solos tropicais que passam integralmente na #10 (2,00 mm) ou que apresentam pequena fração retida nessa peneira, até 10%. Destaque-se que os solos evoluídos pedologicamente satisfazem essa condição em sua grande maioria, contrastando com a predominância de solos grosseiros no Hemisfério Norte, de onde provêm as classificações tradicionais. Essa classificação veio permitir a verificação do comportamento laterítico ou saprolítico dos solos e dar subsídios à avaliação das propriedades mecânicas e hídricas dos solos típicos dos climas tropicais úmidos. Com a aplicação dessa sistemática foram superados muitos problemas correlacionados aos estudos geotécnicos, pois os sistemas tradicionais de classificação comumente descartam solos reconhecidamente de excelente comportamento, como os denominados lateríticos, classificando-os

como inadequados para a requerida finalidade, resultando muitas vezes em insucesso de projeto, aumento de custos e redução da utilização dos solos apropriados, dentre outros.

Os ensaios do método MCT procuram retratar mais adequadamente as propriedades e os comportamentos geotécnicos, revelando, assim, uma evolução em comparação aos sistemas convencionais que são baseados nos ensaios de granulometria, limite de liquidez e limite de plasticidade. Os ensaios de consistência utilizam amostras no estado espatulado, não ocorrendo qualquer controle dessa energia dispendida no manuseio, consequentemente, esse procedimento interfere nos resultados desses ensaios.

O elenco de ensaios para fins classificatório, designado de Mini-M.C.V. e associado, visa verificar se o solo possui ou não o comportamento tecnológico laterítico e, ainda, a previsão de comportamento por meio de propriedades de utilização de maneira hierarquizada. Para obter mais detalhes dos procedimentos de ensaios, consultar Nogami e Villibor (1995) e Villibor e Nogami (2009). Uma síntese dos ensaios classificatórios é apresentada a seguir:

- Ensaio de compactação Mini-M.C.V.

Compactam-se cinco corpos de prova com diferentes teores de umidade e energia variável (2, 3, 4, 6, 8, 12, 16, n, 4n, 256 golpes), isto é, cada corpo de prova é compactado com um teor de umidade diferente. A compactação é interrompida quando se alcançam os 256 golpes ou a medida de altura entre duas medidas sucessivas for inferior a 0,1 mm. Para os mesmos números de golpes, anotam-se as alturas dos corpos de prova. Dessa forma, produzem-se pares de valores (número de golpes x altura do corpo de prova) para cada corpo de prova. Esses dados permitem obter um gráfico que correlaciona a altura do corpo de prova compactado *versus* o logaritmo do número de golpes para cada um desses teores de umidade. A partir da sistemática de compactação empregada, origina-se uma família de curvas de compactação em decorrência da variação da energia utilizada pela quantidade de golpes aplicada no corpo de prova. Dos gráficos obtidos com esses dados, determinam-se os coeficientes c' e d' .

A curva de compactação ($\rho_d \times w$) de todos os pontos com energia igual a 12 golpes forma uma linha equivalente à curva de compactação do ensaio Proctor Normal. Nessa curva de compactação, determina-se o parâmetro d' . O coeficiente d' é a inclinação do trecho retilíneo do ramo seco dessa curva de compactação com 12 golpes.

O coeficiente c' é o coeficiente angular do trecho reto das curvas de deformabilidade. A determinação do coeficiente c' é feita a partir das curvas de deformabilidade de cada uma das 5 amostras de solo com umidades diferentes (a_n *versus* $\log N$ golpes), em que a_n é a diferença de altura entre A_n e A_{4n} . Nesse gráfico, obtém-se, para cada teor de umidade, a intersecção da linha de $a=2$ mm (variação de altura entre dois corpos de prova) com a curva de deformabilidade, um valor de N (número de golpes). O valor de Mini-MCV é dado pela Equação:

$$\text{Mini-MCV} = 10 \cdot \log N \quad (\text{Eq. 19})$$

A inclinação desse trecho reto é obtida pela Equação 20. Em cada curva de deformabilidade, será determinado um valor de Mini-MCV com o respectivo valor de c' . O valor

de c' é determinado sempre com referência ao $N = 10$. Os valores são, em geral, muito próximos para toda as curvas.

$$c' = \frac{\Delta a_n}{\Delta \text{mini-MCV}} \quad (\text{Eq. 20})$$

ou de outra forma:

$$c' = \frac{(a_{(N10 \text{ golpes})} - 2)}{[(10 * \log 10) - (10 * \log N_{(2mm)})]}$$

- Ensaio de perda de massa por imersão em água - Pi

O ensaio consiste em deixar imerso em água, por um período de 24 horas, os corpos de prova compactados mediante procedimento descrito anteriormente, em posição horizontal, com um centímetro de solo compactado extrudado para fora do molde de compactação. A massa eventualmente desprendida é recolhida em recipiente próprio para determinação de sua massa seca e condução de cálculo da perda de massa por imersão. O valor de Pi é dado pela Equação 21.

$$Pi = 100 * \left(\frac{M_s}{M_o} \right) \quad (\text{Eq. 21})$$

Sendo:

Pi = % de massa de solo seco desprendida da amostra

Ms = massa de solo seco desprendida da amostra

Mo = massa de solo seco correspondente a 10 mm da amostra de solo compactado

O valor de Pi usado para a classificação é aquele que corresponde ao mini-MCV igual a 10 ou mini-MCV igual a 15, a depender da altura final do corpo de prova. Esse valor é obtido em um gráfico no qual se mostram os valores de mini-MCV nas abcissas e os de Pi nas ordenadas. A união desses pontos forma uma linha. Nota-se que o valor de Pi que deve ser empregado para fins de classificação geotécnica é obtido por interpolação gráfica, observando que para altura final do corpo de prova igual ou maior que 48 mm se adota o valor de mini-MCV igual a 10 e para altura do corpo de prova final menor que 48 mm o valor de mini-MCV a ser adotado será 15. Um fator de correção igual a 0,5 deve ser aplicado na equação 21, toda vez que a massa desprendida de solo se manifestar na forma de monobloco.

Com esses três parâmetros obtidos (c' , d' e Pi), determina-se o coeficiente e' com o emprego de equação para classificar o solo em estudo. O valor de e' pode ser obtido pela Equação 22:

$$e' = \left[\left(\frac{20}{d'} \right) + \left(\frac{Pi}{100} \right) \right]^{\frac{1}{3}} \quad (\text{Eq. 22})$$

Os solos de comportamento laterítico - L, compreendem os materiais que constituem o horizonte pedológico - B; tem-se os grupos: LA (areias com pouco finos de comportamento laterítico); LA' (arenosos com finos de comportamento laterítico) e LG' (argilosos e argilas arenosas com finos de comportamento laterítico). Em termos dos solos de comportamento não laterítico - N, que englobam os materiais correspondentes ao horizonte pedológico C, há os grupos NA (areias com grãos de quartzo e/ou mica praticamente não possuem finos); NA' (areias quartzosas com finos de comportamento não laterítico); NS' (siltes arenosos com finos de comportamento não laterítico) e NG' (argilas arenosas, argilas siltosas e siltes argilosos de comportamento não laterítico). O coeficiente c' correlaciona-se com a granulometria do solo, enquanto o coeficiente e' indica o comportamento laterítico ou não, sendo que o comportamento laterítico começa a se manifestar quando o coeficiente d' se apresenta maior que 20 e com P_i menor que 100. A Figura 8 apresenta o gráfico da classificação geotécnica M.C.T., indicando os três grupos correspondentes aos solos de comportamento laterítico - L (LA, LA' e LG') e os quatro grupos de solos de comportamento saprolítico - N (NA, NA' NS' e NG').

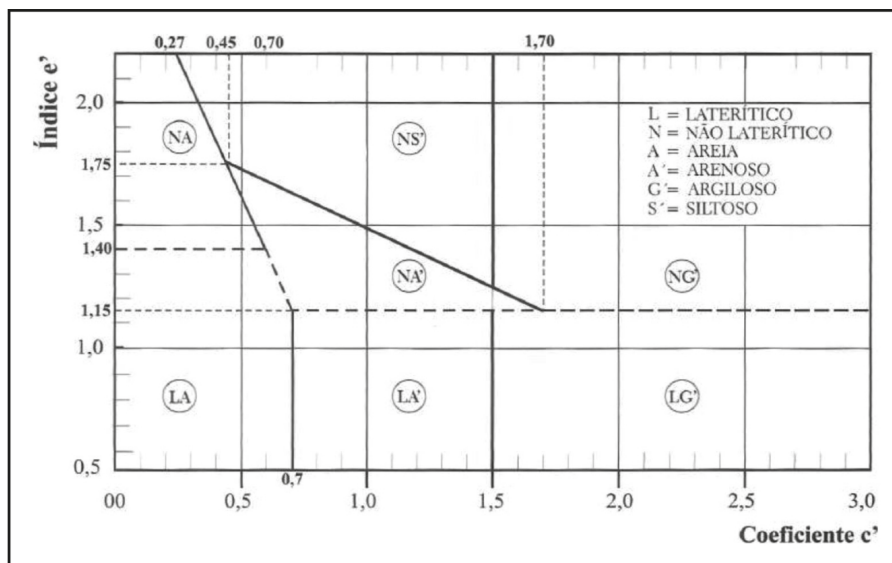


Figura 8 – Gráfico da classificação M.C.T (Villibor e Nogami, 2009)

- Método das Pastilhas

Segundo Nogami e Villibor (1996), o procedimento das pastilhas baseia-se na correlação existente entre: 1) o coeficiente c' , obtido na curva de deformabilidade do solo no ensaio de compactação Mini-MCV, com a contração diametral de corpos de prova (pastilhas) moldadas de pasta de solo preparadas de maneira padronizada e, em seguida, secas; 2) do índice e' da classificação MCT, com a consistência (penetração) das pastilhas inicialmente secas e, em seguida, submetidas à infiltração capilar d'água.

De forma resumida, conforme Villibor e Nogami (2009), o procedimento de ensaio consiste em moldar pastilhas de solo em estado pastoso e com consistência padronizada, sendo utilizada para essa finalidade a fração de solo que passa na peneira de abertura nominal de 0,42 mm. Por meio dessas pastilhas, obtêm-se os valores de contração diametral e de consistência. Para a obtenção do estado pastoso, coloca-se a amostra de solo sobre a face esmerilhada da placa de vidro, acrescenta-se água destilada, visando a uma espatulação eficiente. A seguir, determina-se a consistência da pasta utilizando-se de um minipenetrômetro e ajusta-se o teor de umidade da pasta até se conseguir uma penetração de 1 mm. Moldam-se três pastilhas em anéis de 20 mm de diâmetro e 5 mm de altura. Posteriormente, essas pastilhas são submetidas à secagem à baixa temperatura, aproximadamente 50^o C, em estufa ou ao ar. Após secagem, é determinada a contração diametral (C_d) de cada uma delas com o auxílio de paquímetro. O próximo passo é submeter as pastilhas à embebição de água, por capilaridade. A pastilha assim tratada é submetida ao minipenetrômetro. O valor da consistência é obtido pela penetração (p) nas pastilhas. O grupo da classificação MCT é obtido conforme o Quadro 1, proposto por Nogami e Villibor (1994):

Quadro 1 – Grupos da classificação MCT

Coefficiente c'	Penetração p (mm)	Grupo MCT
≤ 0,5	≤ 3,0	LA
	3,1 a 3,9	NA
	≥ 4,0	NA/NS'
0,6 a 0,9	≤ 2,0	LA - LA'
	2,1 a 3,9	NA'/NS'
	≥ 4,0	NS'/NA'
1,0 a 1,3	≤ 2,0	LA'
	2,1 a 3,9	NA'/NS'
	≥ 4,0	NS'/NA'
1,4 a 1,7	≤ 2,0	LA' - LG'
	2,1 a 3,9	NA'/NG' - NS'
	≥ 4,0	NS' - NG'
≥ 1,8	≤ 2,0	LG'
	2,1 a 3,9	NG'
	≥ 4,0	NG'

Para a obtenção do coeficiente c' a ser empregado no Quadro 1, utilizam-se as expressões que se seguem, de acordo com o valor obtido previamente para a contração diametral (C_d). Quando a contração diametral estiver compreendida no intervalo entre 0,1 ≤ C_d ≤ 0,5 mm, utiliza-se a expressão:

$$c' = \frac{[1 + \log_{10} C_d]}{0,904} \quad (\text{Eq. 23})$$

Quando a contração diametral apresentar valor igual ou maior que 0,6 mm, utiliza-se a expressão:

$$c' = \frac{[0,7 + \log_{10} C_d]}{0,500} \quad (\text{Eq. 24})$$

4.2.2 Técnica de Adsorção de Azul de Metileno

Uma alternativa promissora de classificar os solos tropicais é a técnica de adsorção de azul de metileno, muito difundida na França, mas ainda pouco utilizada em nosso meio técnico.

Segundo o Merck e Co. (1952), o corante denominado de azul de metileno possui a nomenclatura cloridrato de metiltiamina, de composição química $C_{16}H_{18}N_3SCl \cdot 3H_2O$. Caracteriza-se como um corante catiônico, ou seja, em solução aquosa, apresenta-se dissociado em ânions cloreto e cátions azul de metileno.

Em 1977, Lan, do Laboratories des Ponts et Chaussées, considerou promissor o ensaio de mancha do azul de metileno para a caracterização de solos. A partir desse trabalho inicial, as pesquisas evoluíram e culminaram com a fixação de um procedimento de ensaio. Essa técnica possibilita a obtenção de informações acerca da atividade da fração argila, complementada por propriedades da capacidade de troca de cátions e de área específica, de maneira eficiente, rápida e a baixo custo.

Diversos pesquisadores aplicaram essa técnica para alguns solos tropicais brasileiros, destacando-se os trabalhos pioneiros de Casanova (1986), tratando da determinação da capacidade de troca catiônica de solos lateríticos; Pejon (1992), na identificação de solos tropicais para finalidade de mapeamento geotécnico; Fabbri (1994), visando a caracterização da fração fina de solos tropicais; Barroso e Fabbri (1996), buscando prever algumas propriedades tecnológicas de solos, e Burgos (1997), no estudo de solos lateríticos e saprolíticos da Cidade de Salvador - BA, dentre outros.

Pesquisas revelaram que a matéria orgânica humificada não absorve ou absorve muito pouco o corante azul de metileno e que os óxidos e hidróxidos de ferro e alumínio, muito comuns na fração argila de solos tropicais, também não absorvem esse corante orgânico. Portanto, isso resulta em uma condição bastante positiva, referindo-se apenas que essa adsorção ocorre nos argilominerais, quando o objetivo é justamente aquele de caracterizar a fração argilosa do solo.

O ensaio de adsorção de azul de metileno consiste na determinação, por titulação, do máximo consumo de corante adsorvido pelo solo, o que pode ser verificado pelo aparecimento de uma aura azulada ou esverdeada em torno da borda que envolve o núcleo da mancha, quando se pinga uma gota da suspensão (água + solo + corante) em um papel de filtro. Destacam-se os procedimentos de Pejon (1992) e de Fabbri (1994).

Para a execução do ensaio, a aparelhagem é simples, consistindo em um agitador magnético, uma bureta graduada, um copo Becker de vidro, um bague de vidro, papel filtro para cristais finos, cronômetro, balança, estufa e água destilada. A partir do volume da solução de azul de metileno consumida pelo solo, que significa o pico de máxima adsorção, determinam-se os parâmetros correspondentes. A seguir, apresentam-se, de forma sintética, os referidos procedimentos. Para mais detalhes, consultar os trabalhos originais dos dois autores, supracitados.

- Procedimento de Pejon (1992)

Consiste na determinação dos parâmetros VB – valor de azul de metileno adsorvido pelo solo e A_{cb} – índice de atividade da fração argilosa, fazendo-se uso de uma solução de azul de metileno com concentração de 1,5 gramas por litro de água destilada e empregando-se uma fração de solo com 2 a 4 gramas, que passa na #10 (2,00 mm). Adicionalmente, determina-se a capacidade de troca de cátions e a área específica dos argilominerais.

A Figura 9 ilustra o gráfico de atividade desse procedimento, mostrando a relação entre o índice A_{cb} e a percentagem de argila (0,002 mm), indicando as classes e os correspondentes graus de atividade:

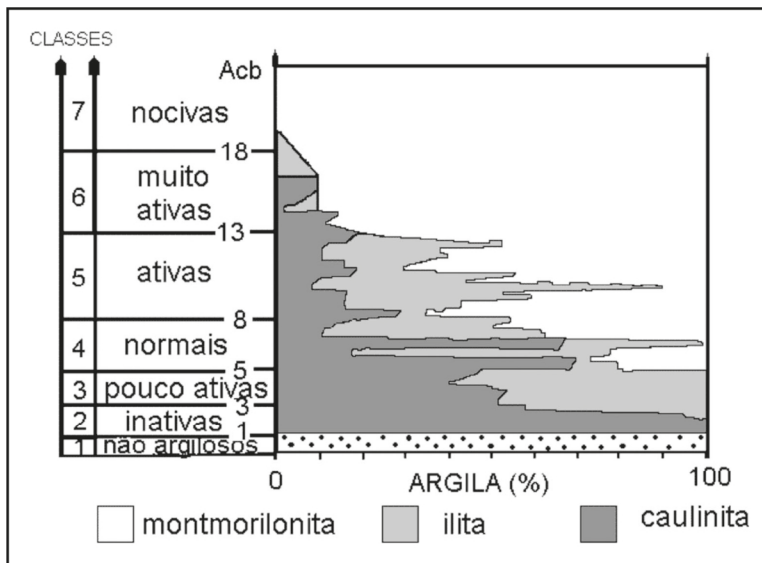


Figura 9 – Gráfico de atividade de Pejon

- Procedimento de Fabbri (1994)

Consiste na determinação dos parâmetros V_a - valor de azul de metileno adsorvido pelo solo e CA - coeficiente de atividade da fração argilosa, fazendo-se uso de uma solução de azul de metileno com concentração de 1,0 grama por litro de água destilada e empregando-se uma fração de solo de 1 grama que passa na #200 (0,074 mm).

O referido autor definiu três graus de atividade, a saber: $CA > 80$ (Muito Ativo); $11 < CA < 80$ (Ativo) e $CA < 11$ (Pouco Ativo). Complementarmente, obtém-se, também, a capacidade de troca de cátions e a área específica dos argilominerais.

A Carta de Fabbri (1994), que correlaciona o valor de azul e a percentagem de argila (0,005 mm), é ilustrada na Figura 10 que se segue, mostrando as três regiões de atividade mineralógica em função do coeficiente de atividade:

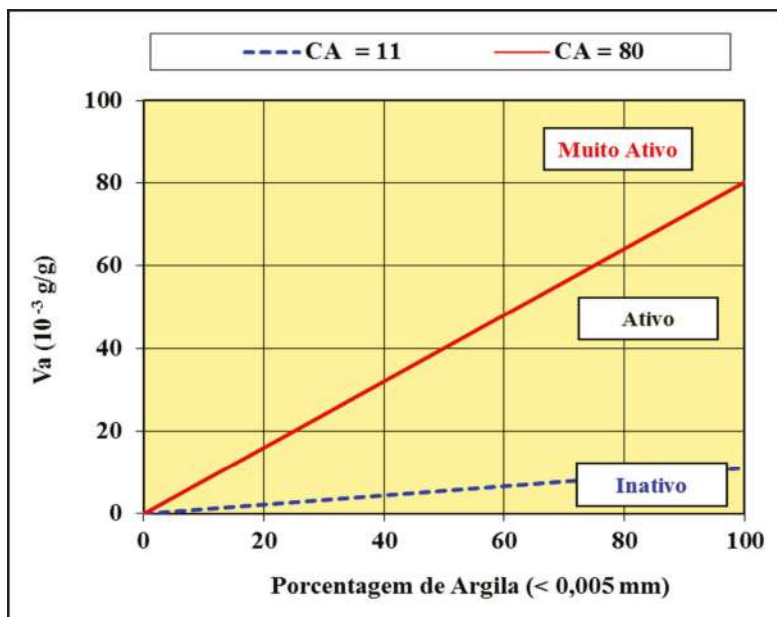


Figura 10 – Carta de atividade de Fabbri

De acordo com Resende *et al.* (1995), a atividade da fração argila refere-se à capacidade de troca de cátions da fração mineral, deduzida a contribuição da matéria orgânica. No critério pedológico, a argila considerada de atividade alta se manifesta com capacidade de troca de cátions (C.T.C.) ≥ 27 cmol/kg. Sendo assim, pode-se determinar o referido parâmetro químico a partir do ensaio de adsorção de azul de metileno, possibilitando realizar essa avaliação mineralógica em conformidade com a ciência do solo, mostrando a importância dessa técnica simples, eficiente e de baixo custo para a identificação da atividade mineralógica.

Foi observada a significativa correlação existente entre a C.T.C. obtida pela técnica de adsorção de azul de metileno e aquela correspondente ao procedimento usualmente empregado na área química, indicando a eficácia dessa técnica alternativa.

Encontra-se, no Quadro 2, um resumo das características de estrutura, área específica e capacidade de troca de cátions dos principais argilominerais de interesse geotécnico, conforme Resende *et al.* (1995):

Quadro 2 – Propriedades básicas de alguns argilominerais

Argilomineral	Estrutura	Área específica (m ² /g)	Capacidade de troca de cátions (cmol/kg)
Caulinita	1:1	10 a 20	3 a 15
Ilita	2:1	70 a 120	10 a 40
Montmorilonita	2:1	700 a 800	60 a 150

Deve-se notar que a técnica de adsorção de azul de metileno permite caracterizar a atividade de solos não plásticos, devido ao seu caráter químico, o que não é possível de se obter por meio dos procedimentos convencionais mediante os ensaios de consistência. Na sistemática convencional os solos com baixa percentagem de finos não permitem a condução dos ensaios de limites de liquidez e de plasticidade, por consequência, esses são identificados como não líquido e não plástico.

Em Pedologia, a fração silte tem sido empregada como indicadora do grau de intemperização do solo, conseqüentemente, os solos residuais maduros, como os latossolos, que compreendem o horizonte pedológico B, possuem valores muito baixos ou nulos dessa fração mineral. Por outro lado, os solos residuais jovens que constituem o horizonte pedológico C se manifestam de forma oposta, com teor elevado de silte. Wambeke (1962) reporta que, quando a relação silte/argila for inferior de 0,15, o solo é muito intemperizado.

Burgos (1997) comenta que há uma significativa correlação entre a previsão de comportamento, obtida pela classificação M.C.T. e os graus de atividade encontrados pela técnica de adsorção do azul de metileno, observando-se que o primeiro método consiste em ensaios de propriedades mecânicas e hidráulicas, enquanto, o segundo é de caráter químico.

Segundo Camapum de Carvalho (2004), quimicamente, pode-se dizer que a capacidade de troca catiônica é baixa nos solos tropicais profundamente intemperizados (solos lateríticos) e comumente alta, dependendo dos argilominerais presentes nos solos pouco intemperizados (solos saprolíticos). O potencial hidrogeniônico desses solos, em sua grande maioria está compreendido no intervalo de 4,5 a 6,5, e esse parâmetro químico é muito relevante para se entender as propriedades e comportamento de solos argilosos, visto que o pH influencia na agregação de solos lateríticos. Esse fato é também governado pela ação floculante que os óxidos e hidróxidos de ferro e alumínio apresentam. Estudos conduzidos pela ciência do solo indicam a fraca resistência à floculação dos materiais lateríticos, devido aos tipos de íons dominantes quando comparados aos materiais típicos das áreas temperadas, caracterizados pela presença de elementos alcalinos, principalmente, os terrosos.

5. CONSIDERAÇÕES FINAIS

O conceito de elemento idealizado de solo não saturado com fase ar contínua, proposto por Fredlund e Rahardjo (1993), foi apresentado juntamente com os diagramas propostos por Fredlund (1978), correspondentes aos modelos rigoroso e simplificado, notando-se a incorporação de uma nova fase denominada interface ar-água, também conhecida como película contrátil.

Como os solos tropicais, principalmente, os lateríticos, apresentam-se com sua fração argila constituída, predominantemente, pelo argilomineral caulinita e por óxidos e hidróxidos de ferro e alumínio, recobrando ou cimentando o argilomineral, resultam em agregações que possuem microporos e macroporos, que interferem nas propriedades índices e em seu comportamento geotécnico.

Os sistemas convencionais de classificação geotécnica U.S.C.S. e T.R.B., desenvolvidos com base nos solos de ambiente temperado, vêm se mostrando inadequados para aplicação em muitos de nossos solos tropicais, pois podem atribuir um mesmo tipo de comportamento a solos lateríticos e saprolíticos, materiais esses que se apresentam comumente em um mesmo perfil de solo, contudo, possuem propriedades geotécnicas bastante distintas.

A classificação geotécnica M.C.T., desenvolvida com base nos solos tropicais do Brasil, permite distinguir comportamento laterítico ou saprolítico a partir de ensaios de compactação Mini-M.C.V. e perda de massa por imersão em água, mediante a avaliação de propriedades mecânicas e hídricas.

A técnica de adsorção de azul de metileno se revela como uma ferramenta promissora e útil para os estudos de solos tropicais, ao mesmo tempo em que possibilita, de forma rápida, eficiente e a baixo custo, informações acerca da atividade da fração argila dos solos.

REFERÊNCIAS

BARROSO, S.H.A. & FABBRI, G.T.P. (1996). Utilização do ensaio de adsorção de azul de metileno para a previsão de algumas propriedades tecnológicas dos solos XXX Reunión Anual de Pavimentação, ABPv, Salvador, v. 2. p. 472-493.

BARROSO, S.H.A.; SANTANA, J.A. & FABBRI, G.T.P. (1998). Previsão de algumas propriedades geotécnicas de solos finos através de ensaios com solos artificiais. XI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, ABMS, Brasília, v. I, p. 635-642.

BUENO, B.S. & VILAR, O.M. (1984). Mecânica dos solos volume I, Universidade de São Paulo, Escola de Engenharia de São Carlos, Departamento de Geotecnia, 131 p.

BURGOS, P.C. (1997). Aplicação da classificação M.C.T. e da técnica de adsorção de azul de metileno a solos da cidade de Salvador - BA. Dissertação de Mestrado. Escola de Engenharia de São Carlos. Universidade de São Paulo, 183 p.

CAMAPUM DE CARVALHO, J. (2004). Propriedades e comportamento de solos tropicais não-saturados. 5º Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados, ABMS, São Carlos, v. II, p. 597-616.

CAMAPUM DE CARVALHO, J.; GITIRANA JR., G.F.N. & LEÃO CARVALHO, E.T. (2012). Tópicos sobre infiltração: teoria e prática aplicadas a solos tropicais. Faculdade de Tecnologia, Brasília, pp. 156-182.

CAMAPUM DE CARVALHO, J. & GITIRANA JR., G.F.N. (2021). Unsaturated soils in the context of tropical soils. Soils and Rocks, Volume 4, N. 3 (Invited Editors: T.M.P. Campos, F.A.M. Marinho, G.F.N. Gitirana Jr.), 25 p.

CASANOVA, F.J. (1986). O ensaio de azul de metileno na caracterização de solos lateríticos. XXI Reunião Anual de Pavimentação, Salvador, v. II, p. 276-283.

FABBRI, G.T.P. (1994). Caracterização da fração final de solos tropicais através da adsorção de azul de metileno. Tese de Doutorado. Escola de Engenharia de São Carlos. Universidade de São Paulo, 1v.

FREDLUND, D.G. & MORGENSTERN, N.R. (1977). Stress state variables for unsaturated soils. *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, 103(5): 447-466.

FREDLUND, D.G. & RAHARDJO, H. (1993). Soil mechanics for unsaturated soil.

GITIRANA JR., G.F.N.; CAMAPUM DE CARVALHO, J.; FERREIRA, S.R.M. & MASCARENHAS, M.M.A. (2012). Tópicos sobre infiltração: teoria e prática aplicadas a solos tropicais. Camapum de Carvalho, J; Gitirana Jr., G.F.N. & Carvalho, E.F.L. (eds), UnB, Faculdade de Tecnologia, Brasília, v. 4, p. 157-182.

GITIRANA JR., G.F.N. & FREDLUND, D.G. (2004). Soil-water characteristic curve equation with independent parameters, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE*, 130(2): 209-212.

JACINTO, E.C.; CAMAPUM DE CARVALHO, J.; CARDOSO, F.B.F. & GUIMARÃES, R.C. (2012). Perfil de intemperismo e infiltração. Camapum de Carvalho, J; Gitirana Jr., G.F.N. & Carvalho, E.F.L. (eds), UnB, Faculdade de Tecnologia, Brasília, v. 4, p. 117-142.

LAMBE, T.W. & WHITMAN, R.V. (1969) Soil mechanics. Jonh Wiley & Sons, New York, 553 p.

MERCK e CO. (1952). The merck index of chemical and drugs. Rahway, Merck e Co, Inco.

NOGAMI, J.S. & VILLIBOR, D.F. (1994). Identificação expedita dos grupos da classificação M.C.T. para solos tropicais. X Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, ABMS, Foz do Iguaçu, v. 4, p. 1293-1300.

NOGAMI, J.S. & VILLIBOR, D.F. (1996). Importância e determinação do grau de lateirização em geologia de engenharia. 8º Congresso Brasileiro de Geologia de Engenharia, Rio de Janeiro, V.1, pp. 345-358.

NOGAMI, J.S. & VILLIBOR, D.F. (1995). Pavimentação de baixo custo com solos laterítico. Villibor, São Paulo, 240 p.

NOGUEIRA, J.B. (1988). Mecânica dos solos, Universidade de São Paulo, Escola de Engenharia de São Carlos, Departamento de Geotecnia, 197 p.

PEJON, O.J. (1992). Mapeamento geotécnico regional da folha de Piracicaba (Escala 1:100.00) - estudos de aspectos metodológicos, de caracterização e de apresentação de atributos. Tese de Doutorado. Escola de Engenharia de São Carlos. Universidade de São Paulo, 2v.

RESENDE, M.; CURI, N.; REZENDE, S.B. & CORRÊA, G.F. (1995). Pedologia: base para distinção de ambientes. Neput, Viçosa, 304 p.

SKEMPTON, A.W. (1953). The colloidal activity of clays. International Conference on Soils Mechanics and Foundation Engineering, Zurich, v. 1, p. 57-61.

VARGAS, M. (1982). O uso dos limites de Atterberg na classificação de solos tropicais. VII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, ABMS, Olinda, Recife, v. V, p. 262-278.

VILLIBOR, D.F. & NOGAMI, J.S. (2009). Pavimentos econômicos: tecnologia do uso de solos finos laterítico. Arte & Ciência, São Paulo, 292 p.

WAMBEKE, V. (1962). Criteria for classifying tropical soil by age. Journal Soil Science, 13: 124-132.

Capítulo 10

A CURVA DE RETENÇÃO DE ÁGUA DE MATERIAIS POROSOS

Gilson de Farias Neves Gitirana Junior
Fernando Antônio Medeiros Marinho
Miguel Angel Alfaro Soto

1. INTRODUÇÃO

O solo, na condição saturada, é constituído por um sistema que possui duas fases, a líquida e a sólida. Nessas condições, todo o comportamento do solo pode ser inferido com suficiente acurácia por meio do princípio das tensões efetivas. Os parâmetros de resistência, compressibilidade e condutividade hidráulica são diretamente associados com o índice de vazios, com as tensões efetivas e com a história de tensões efetivas. Quando o solo está na condição não saturada, uma fase adicional passa a fazer parte do sistema, e essa fase, gasosa, exige outra visão para a previsão do comportamento do solo. O comportamento do solo na condição não saturada exige a compreensão da distribuição, retenção e liberação da água nas diversas situações às quais o solo pode estar sujeito. Essas situações podem ser de ordem mecânica ou ambiental. A água pode mover-se para dentro ou para fora do solo por alteração no estado de tensão externo e/ou por questões ambientais, tais como infiltração e/ou evaporação.

A forma como se dá a presença da água no interior do solo pode ser representada pela curva de retenção de água. A curva de retenção consiste na relação entre a quantidade de água presente no material poroso e o estado energético da água. Pode-se afirmar que a maioria dos processos em solos não saturados pode ser, pelo menos em parte, compreendidos em função da curva de retenção. Fredlund (2002) e Fredlund (2006) se referem à curva de retenção como a propriedade chave para a implementação da mecânica dos solos não saturados na prática da engenharia. A curva de retenção é, de fato, a propriedade mais importante do solo não saturado.

Como reflexo da sua importância para a mecânica dos solos não saturados, existe uma vasta quantidade de publicações na literatura técnico-científica a respeito da curva de retenção, principalmente em língua inglesa. Destaca-se, como referência introdutória ao tema, o capítulo sobre curvas de retenção do livro publicado por Fredlund *et al.* (2012). A literatura brasileira sobre o tema também oferece importantes contribuições. O tema cur-

va de retenção é tratado com frequência, por exemplo, nos anais dos Simpósios Brasileiros de Solos Não Saturados.

Este capítulo não tem pretensão de apresentar um apanhado completo a respeito do tema, mas sim apresentar os principais conceitos, em nível introdutório. Por isso, serão sempre indicadas referências relevantes que poderão oferecer material complementar.

2. CONCEITOS FUNDAMENTAIS

A relação entre a quantidade de água no solo e seu estado de tensão depende de como essas duas grandezas são representadas. Para dar um exemplo relativamente simples, a curva de retenção de um material compressível apresenta formato diferente utilizando unidade gravimétrica ou grau de saturação, sucção matricial ou sucção total. Da mesma forma, diferentes informações são obtidas ao se representar a curva de retenção de diferentes maneiras. Dessa forma, é importante definir como as variáveis de estado são representadas, o que será feito a seguir.

Os capítulos 5 e 9 trataram, em detalhe, de temas como índices físicos e potenciais da água no solo. Esses conceitos são fundamentais, pois, a partir deles, são definidas diferentes formas de examinar e interpretar a capacidade de retenção de água de um material poroso. Apesar de esses tópicos terem sido tratados em capítulos anteriores, faz-se necessário o reexame de alguns desses conceitos, explicando-se sua relevância para a curva de retenção.

2.1 Relações físicas para a quantidade da água armazenada

As relações físicas dos solos são necessárias para as análises relacionadas com o comportamento mecânico e hidráulico dos solos. Muitas vezes, as relações entre os índices físicos determinam aspectos do comportamento do solo, de forma que o entendimento dessas relações permite a correta interpretação de resultados de ensaios de resistência, compressibilidade, condutividade e retenção de água em meios porosos. A seguir, são apresentados, de forma resumida, os índices mais utilizados para a representação da curva de retenção e suas aplicações.

Teor de umidade gravimétrico

$$w = \frac{V_w \rho_w}{V_s \rho_s} = \frac{M_w}{M_s} \quad (\text{Eq. 1})$$

em que: w é a umidade gravimétrica; V_w é o volume de água; ρ_w é a massa específica da água; V_s é o volume de sólidos; ρ_s é a massa específica dos sólidos; M_w é a massa de água; e M_s é a massa de sólidos.

A umidade gravimétrica é o parâmetro mais simples de ser obtido e é utilizado nas curvas de retenção e nas curvas de contração. Os parâmetros seguintes envolverão a necessidade de medição do índice de vazios do material, determinação relativamente menos simples.

Teor de umidade volumétrico

$$\theta = \frac{V_w}{V_t} \quad (\text{Eq. 2})$$

em que: θ é a umidade volumétrica; e V_t é o volume total.

O teor de umidade volumétrico também é utilizado nas curvas de retenção e na previsão da permeabilidade de solos na condição não saturada. Apesar de ser relativamente menos difundido no meio geotécnico, o teor de umidade volumétrico é muito empregado em análises de percolação em meios não saturados, sendo comum seu emprego nas formulações de balanço de massa de água.

O teor de umidade volumétrico permite, por exemplo, uma análise simples da capacidade de retenção e do volume disponível para infiltração em um perfil de solo. Nesse sentido, a quantidade de água no perfil pode ser obtida da seguinte forma:

$$h_w = \theta h_t \quad (\text{Eq. 3})$$

em que: h_w representa a “altura de água” armazenada em uma coluna de material; e h_t representa a altura total da coluna.

A Figura 1 ilustra o significado do teor de umidade volumétrico e sua relação com o conceito de altura de água no solo. A associação de tal altura com um volume qualquer de precipitação pode ser facilmente realizada. Uma coluna de 1 metro de profundidade submetida à infiltração de 100 mm de precipitação sofre um acréscimo de 10% no seu teor de umidade volumétrico. Da mesma forma, pode-se avaliar qual a quantidade de infiltração, Δh_w , necessária para saturar completamente uma coluna com teor de umidade volumétrica inicial θ_0 :

$$\Delta h_w = (n - \theta_0) h_t \quad (\text{Eq. 4})$$

em que: $n = V_v/V_t$ é a porosidade, correspondendo ao teor de umidade volumétrica do solo saturado.

A partir de simples análises como essas, é possível perceber que volumes significativos de precipitação, frequentemente superiores aos valores típicos de uma determinada região, seriam necessários para preencher completamente todos os vazios de um perfil de solo. Por exemplo, 1500 mm de infiltração, valor próximo da precipitação acumulada anualmente, em muitas regiões do Brasil, é capaz de preencher os vazios de 3 m de um solo com porosidade de 50%, se este estivesse inicialmente completamente seco. Em um cenário mais realista, um perfil com teor de umidade volumétrica inicial correspondente à metade do teor máximo teria seus poros saturados ao longo de 6 m. Essas análises são, obviamente, simplificadas e não levam em consideração distribuições não homogêneas ao longo da profundidade, como as apresentadas por Perotti *et al.* (2022), contudo, apesar da simplicidade, permitem avaliar a ordem de grandeza das variações de umidade esperadas no perfil.

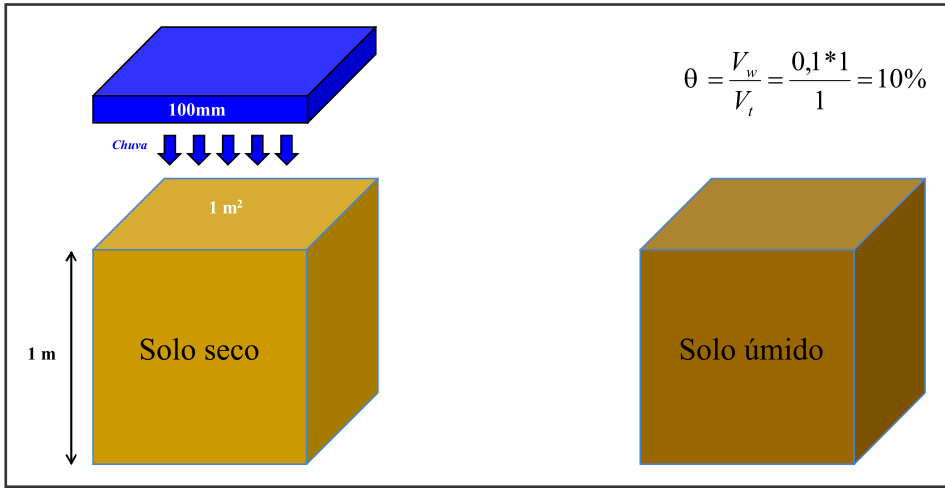


Figura 1 – Ilustração do teor de umidade volumétrica e da altura de água no solo

Grau de saturação

$$S = \frac{V_w}{V_a + V_w} = \frac{V_w}{V_v} \quad (\text{Eq. 5})$$

em que: V_a é o volume de ar; e V_v é o volume de vazios do solo.

O grau de saturação é fundamental para a definição do valor de entrada de ar e também muito utilizado para a previsão da permeabilidade do solo não saturado. Solos compressíveis quando submetidos a aumento de sucção podem sofrer redução da quantidade de água armazenada nos poros devido à redução do volume de vazios e à compressão do esqueleto sólido submetido ao efeito da sucção. Nesses casos, enquanto os teores de umidade gravimétrico e volumétrico apresentam decréscimo, o grau de saturação pode permanecer aproximadamente inalterado.

Relações entre os índices físicos

Algumas importantes relações entre os índices físicos descritos anteriormente podem ser determinadas:

$$\theta = \frac{V_w}{V_t} = nS = w \frac{\rho_d}{\rho_w} = G_s (1-n)w \quad (\text{Eq. 6})$$

em que: θ é a umidade volumétrica; $\rho_d = M_s/V_t$ é a massa específica seca; V_t é o volume total; e $G_s = \rho_s/\rho_w$ é a densidade relativa.

Observa-se, na expressão anterior, que o teor de umidade volumétrico é igual à porosidade quando o solo está saturado.

Outra relação entre índices físicos do solo significativamente importante e que se relaciona diretamente com as representações da curva de retenção é a apresentada na equação a seguir:

$$Se = wG_s \quad (\text{Eq. 7})$$

em que: $e = V_v/V_s$ representa o índice de vazios e V_s representa o volume de sólidos.

As diversas relações entre esses índices podem ser plotadas em conjunto com os dados experimentais da curva de retenção, facilitando sua interpretação. Pode-se observar que, uma vez conhecida a porosidade do material e o peso específico dos sólidos, qualquer um dos três índices utilizados para quantificar a quantidade de água no material pode ser calculado a partir do conhecimento de um dos demais. O papel da compressibilidade no formato da curva de retenção fica evidente ao se examinarem as relações entre os índices físicos.

2.2 O estado de tensões

Conforme discutido anteriormente, a capacidade de retenção de água em um material poroso como o solo depende do seu estado de tensões. O estado de tensões em materiais não saturados foi e continua sendo tema de pesquisa e discussão no meio técnico científico. Fredlund e Rahardjo (1993) apresentam uma extensa revisão bibliográfica sobre esse tema, mostrando a evolução, desde os anos 1950, das propostas de como descrever o estado de tensões.

Pode-se afirmar que existem duas correntes de pensamento quanto à forma de representação do estado de tensões em materiais não saturados. A primeira, mais antiga, é baseada na busca de uma variável de tensões única, a exemplo do princípio de tensões efetivas de Terzaghi. A segunda corrente, muito difundida a partir do trabalho de Fredlund e Morgenstern (1977) e de outros que se seguiram, considera inadequada a tentativa de se resumir o estado de tensões no solo em função de uma única variável. Têm-se, nesse caso, a necessidade de se considerar duas variáveis de estado de tensão: a tensão total líquida, $(\sigma - u_a)$ e a sucção matricial, $(u_a - u_w)$.

Definição do estado de tensões

De maneira mais formal e completa, têm-se os estados de tensão definidos pelas tensões em planos ortogonais em um ponto qualquer da massa de solo. No caso bidimensional, por simplicidade, as variáveis de tensão são dadas pelos seguintes tensores:

$$\begin{pmatrix} \sigma_x - u_a & \tau_{xy} \\ \tau_{xy} & \sigma_y - u_a \end{pmatrix} \quad (\text{Eq. 8})$$

$$\begin{pmatrix} u_a - u_w & 0 \\ 0 & u_a - u_w \end{pmatrix} \quad (\text{Eq. 9})$$

As poropressões atuam em termos de tensões volumétricas (ou seja, confinantes) e, naturalmente, não possuem papel na definição de estados de cisalhamento. A partir do estado de tensões genérico de um material não saturado, pode-se realizar a análise do estado de tensões de forma semelhante ao que se faz para materiais saturados. Pode-se definir o estado principal de tensões e também definir invariantes de tensão para se quantificar o nível médio de confinamento, o nível médio de cisalhamento e o desvio do estado de tensões com relação ao estado ortotrópico. Desse ponto em diante, será retomada a representação simplificada das variáveis de estado de tensão, fazendo-se referência ao estado completo apenas quando necessário.

Condições limites para o estado de tensões

É importante verificar que, conforme a sucção matricial se reduza, se ela tender a zero, têm-se as seguintes identidades:

$$u_a = u_w \quad (\text{Eq. 10})$$

$$(\sigma - u_a) = (\sigma - u_w) \quad (\text{Eq. 11})$$

Dessa forma, verifica-se que a tensão efetiva, $(\sigma - u_w)$, é um caso particular das duas variáveis de tensão independentes.

As duas variáveis de tensão do solo não saturado e a tensão efetiva devem também obedecer a condições limites, quais sejam:

$$(u_a - u_w) \geq 0 \quad (\text{Eq. 12})$$

$$(\sigma - u_a) \geq 0 \quad (\text{Eq. 13})$$

$$(\sigma - u_w) \geq 0 \quad (\text{Eq. 14})$$

Situações que violem tais condições são fisicamente improváveis ou até mesmo impossíveis. Não é possível haver poropressões de água maiores do que poropressão de ar. Em tal situação, a água ocupa parte dos volumes preenchidos pelo ar e ambas as pressões são equalizadas. Similarmente, não é possível uma situação na qual a poropressão de ar supere significativamente a tensão total do solo, caso contrário, resistências coesivas poderiam ser eventualmente vencidas, causando a desagregação do esqueleto sólido. A situação limite para tensões efetivas é considerada, por exemplo, quando é avaliada a possibilidade de formação do fenômeno de areia movediça.

2.2.1 A pressão da água e a sucção

Apesar de a capacidade de retenção de água de um material poroso qualquer ser função das duas variáveis de tensão, $(\sigma - u_a)$ e $(u_a - u_w)$, o papel da sucção matricial é mais significativo. Para compreender como se dá o papel da sucção matricial, é importante compreender o estado da água no poro. A água é encontrada na natureza em três estados:

sólido, líquido e gasoso. Esses três estados são representados no diagrama de fases, no qual está definido cada um desses estados em função da pressão e da temperatura. A Figura 2a apresenta esquematicamente o diagrama de fases da água. Ao se reduzir a pressão, sob temperatura constante, a água poderá sair do estado líquido para o estado gasoso. Esse fenômeno é denominado vaporização. Por outro lado, sabe-se que a água possui resistência à tração (Young, 1989) e, sob certas condições, mantém-se em estado líquido mesmo para pressões baixas, como ilustrado na Figura 2b. No solo, a água encontra as condições para se manter no estado líquido e sob pressão abaixo do zero absoluto.

A pressão de água no solo abaixo da pressão atmosférica corresponde exatamente à sucção matricial. É importante observar que a pressão atmosférica não tem papel na sucção matricial:

$$(\bar{u}_a - \bar{u}_w) = [(u_a + u_{atm}) - (u_w + u_{atm})] = (u_a - u_w)$$

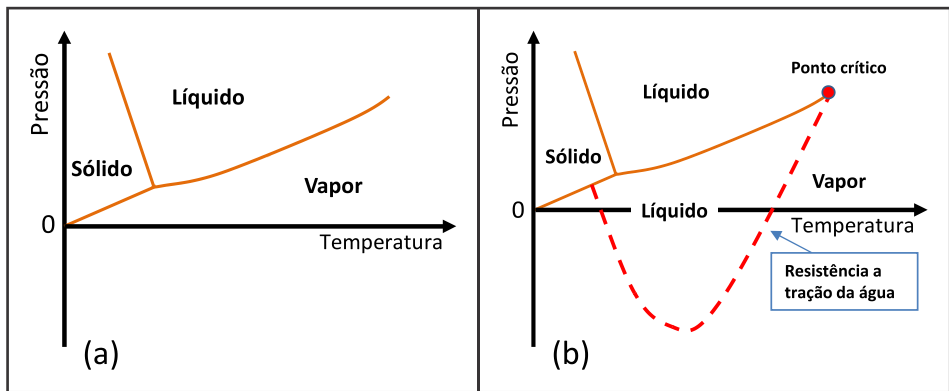


Figura 2 – Diagramas das fases: a) tradicional; b) água na condição metaestável sob pressões abaixo do zero absoluto

Por outro lado, a pressão atmosférica tem papel em outras situações, como a definição da pressão de cavitação em um sistema formado por água não perfeitamente aerada, como aquela, por vezes, encontrada em tensiômetros preparados de forma imperfeita.

De um ponto de vista mais geral, a pressão na água é apenas um de diversos fatores que estabelecem a energia na água armazenada em um material poroso. A água está submetida a diversos potenciais físicos e químicos. É comum dividir-se a sucção total, ψ , em dois componentes, o matricial devido à capilaridade, $(u_a - u_w)$, e o osmótico, π , devido à concentração de sais na água:

$$\psi = (u_a - u_w) + \pi \quad (\text{Eq. 15})$$

A sucção osmótica é, frequentemente, considerada constante quando envolve problemas com pequena amplitude de variação de teor de umidade. Sob esse argumento, a sucção osmótica é tratada como de pequena relevância em problemas práticos. Contudo, deve-se atentar para o fato de que, em problemas que envolvam contaminação de solos ou

que envolvam variações significativas de teor de umidade por evaporação de água, pode-se ter variação da sucção osmótica.

A Figura 3 apresenta a variação de sucção osmótica para diferentes concentrações salinas iniciais, calculada conforme indicado por Barbour (1998). Mesmo que o papel da sucção osmótica no comportamento mecânico seja considerado pequeno, a quantificação da sucção osmótica pode ser necessária quando curvas de retenção em termos de sucção total são determinadas. Afinal, é a partir da sucção total e dos valores conhecidos de sucção osmótica que se poderia determinar a sucção matricial.

A capilaridade é responsável por grande parte dos fenômenos de interesse, de forma que esse tema será tratado com maior detalhe no próximo item.

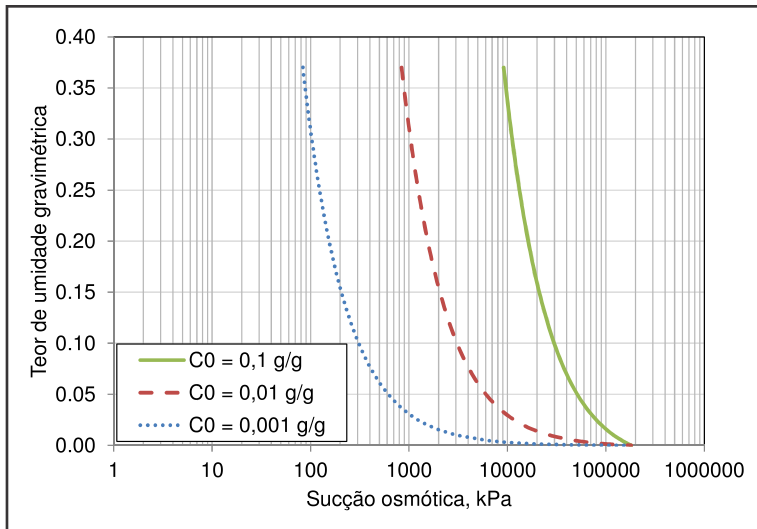


Figura 3 – Variação de sucção osmótica em função do teor de umidade gravimétrica para diferentes concentrações iniciais de sais

2.3 Capilaridade

Considere-se uma coluna de solo como a ilustrada na Figura 4. A coluna está imersa em água na parte inferior e não há entrada nem saída de água pela parte superior. Esse sistema entra em equilíbrio com o nível de água, gerando uma distribuição de pressão, como indicado no diagrama esquemático da Figura 4. Como será visto mais adiante, cada ponto da coluna poderá ter um valor de teor de umidade, que é função das características do solo e da sua posição no sistema. Isso representa a distribuição de água na coluna e pode ser convertido em curva de retenção de água para o material da coluna. Em outras palavras, cada ponto da coluna, representado por sua altura em relação ao nível de água inferior, possui uma pressão negativa igual a sua altura multiplicada pelo peso específico da água.

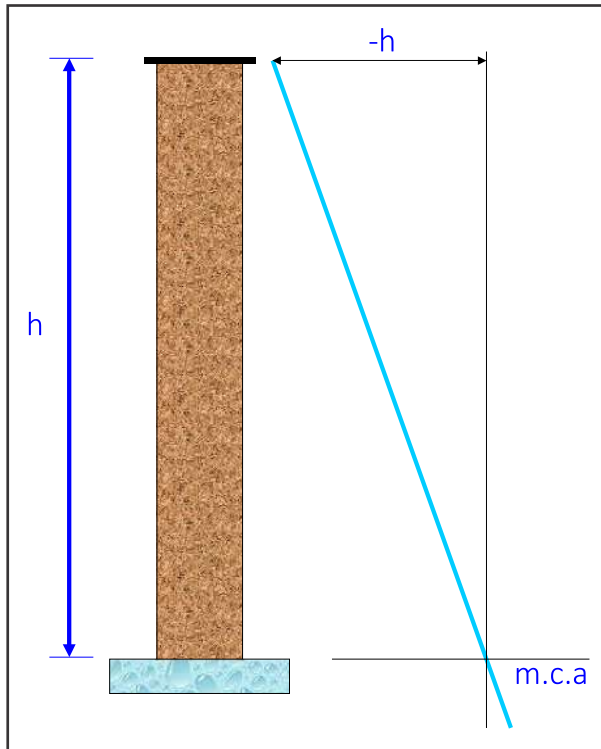


Figura 4 – Diagrama de distribuição de pressões para uma coluna de solo

A coluna ilustrada na Figura 5 oferece uma oportunidade para se compreender a importância da curva de retenção na distribuição de umidade ao longo de perfis e o papel do fenômeno da capilaridade. Em condições de equilíbrio com ausência de fluxo, a poropressão sempre terá a distribuição de pressão hidrostática indicada, independentemente do tipo de material que a coluna contenha. Já o teor de umidade dependerá das características do material. Na Figura 5, tem-se o diagrama descrito anteriormente, que representa um estado de equilíbrio e a variação do teor de umidade para três tipos de material poroso. A curva do material 1 indica que o material não é capaz de reter água e tem o teor de umidade reduzido logo acima do nível de água. Já a curva 3 mantém o mesmo teor de umidade até uma determinada altura, indicando que possui uma maior capacidade de reter água. A curva 2 apresenta um comportamento intermediário. É importante salientar que a manutenção do teor de umidade associada a grandes alturas indica um material mais fino, possivelmente, mais argiloso. Os materiais mais finos se mantêm saturados até alturas maiores. A curva de retenção pode ser obtida correlacionando-se a pressão com o teor de umidade na mesma altura. Para solos granulares, esse procedimento pode ser uma solução eficiente para se obter a curva de retenção, o que possibilita ainda a determinação da função de permeabilidade por meio de análise inversa em colunas monitoradas (por exemplo, Marinho & Pinto, 2002; Oliveira & Marinho, 2007).

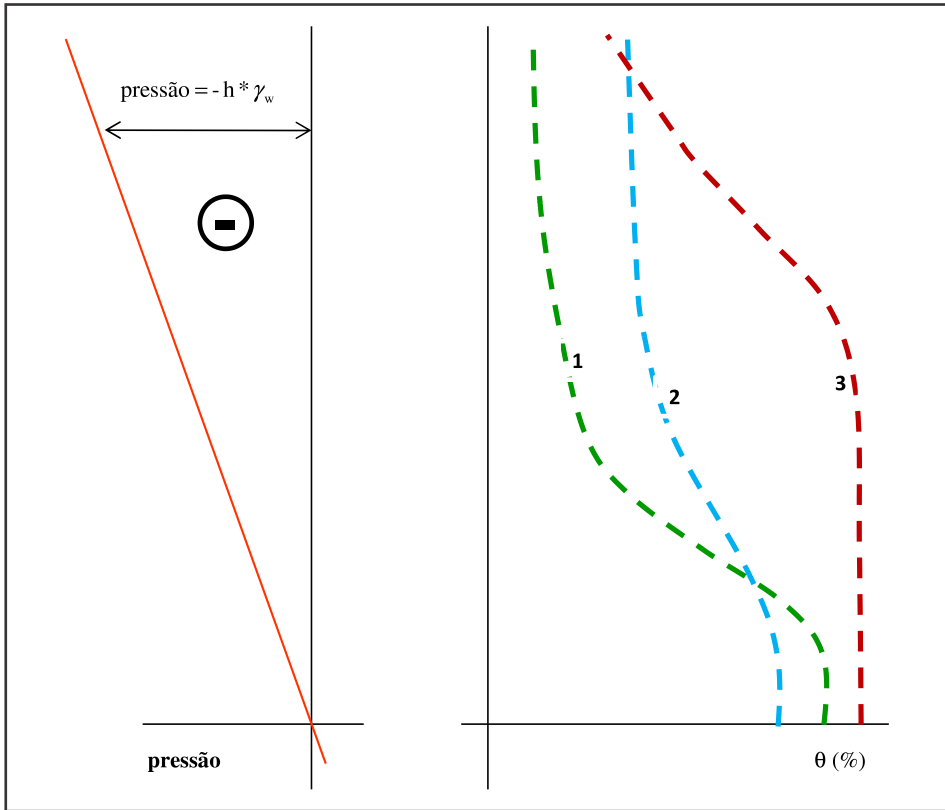


Figura 5 – Diagrama de pressão em uma coluna e variação de teor de umidade para três materiais

A ascensão da água na coluna da Figura 4 pode ser mais bem compreendida a partir da analogia desse fenômeno com o processo de ascensão de água em um tubo capilar, conforme ilustrado na Figura 6. A afinidade entre a água e o material do tubo é caracterizada pelo ângulo de contato, α , que define a direção da força de interação no contato sólido-líquido-gás. Um ângulo de contato nulo indica que o tubo é composto por um material perfeitamente hidrofílico, enquanto que um ângulo de 180° indicaria um material perfeitamente hidrofóbico. A ascensão capilar se dá apenas para materiais com ângulos de contato menores do que 90° , produzindo uma força T_s direcionada de forma ascendente. Solos são compostos por uma variedade de materiais, incluindo minerais e matéria orgânica. Os materiais que compõem os solos são predominantemente hidrofílicos.

A força T_s é conhecida como tensão superficial e é representada por unidades de força por comprimento. A tensão superficial assume um valor característico do fluido em questão. No caso da água pura, a tensão superficial a 20°C é igual a $72,75 \text{ mN/m}$. Wang e Fredlund (2003) apresentam uma revisão sobre o papel da tensão superficial e da película contrátil no comportamento da água no solo.

A altura de ascensão capilar, h_c , pode ser determinada fazendo-se o equilíbrio de forças verticais no sistema da Figura 6(a), obtendo-se:

$$h_c = \frac{2T_s \cos \alpha}{R_c \gamma_w} \quad (\text{Eq. 16})$$

em que: R_c é o raio do tubo capilar.

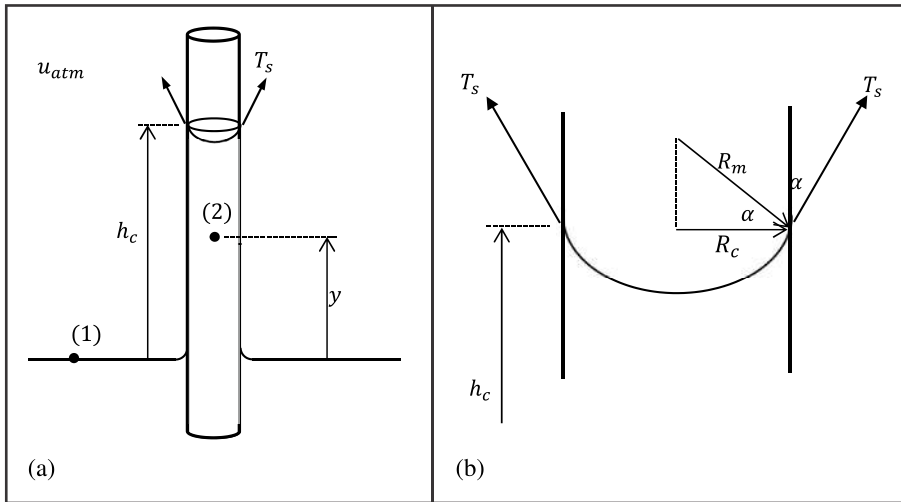


Figura 6 – Ascensão de água em um tubo capilar: a) sistema completo; b) detalhe do menisco

Considerando-se que o raio do capilar é relacionado com o raio do menisco pela fórmula $R_c = R_m \cos \alpha$, a altura de ascensão capilar pode ser reescrita da seguinte maneira:

$$h_c = \frac{2T_s}{R_m \gamma_w} \quad (\text{Eq. 17})$$

Como a coluna de água erguida por capilaridade se encontra estática, a poropressão de água pode ser determinada em qualquer ponto do sistema, admitindo-se que a carga hidráulica é constante ao longo do sistema. Comparando-se, por exemplo, a carga hidráulica nos pontos 1 e 2, tem-se a poropressão de água em função da coordenada do ponto:

$$u_w(y) = -\gamma_w y \quad (\text{Eq. 18})$$

Finalmente, pode-se obter a sucção matricial no topo da coluna como sendo a diferença entre a poropressão de ar e de água:

$$(u_a - u_w) = \frac{2T_s}{R_m} \quad (\text{Eq. 19})$$

Uma generalização da equação de capilaridade para uma condição tridimensional, na qual o menisco possui dois raios de curvatura em direções ortogonais, é dada pela Equação de Laplace:

$$(u_a - u_w) = T_s \left(\frac{1}{R_{m1}} + \frac{1}{R_{m2}} \right) \quad (\text{Eq. 20})$$

A equação do capilar cilíndrico é um caso particular da Equação de Laplace, já que, no capilar cilíndrico, o menisco tem a forma de uma calota de esfera, com $R_{m1} = R_{m2}$.

Apesar de os capilares formados pelos vazios de materiais porosos, como o solo, não terem geometria perfeitamente cilíndrica, a análise do tubo capilar cilíndrico é uma aproximação que facilita o entendimento da capacidade de retenção de água por materiais porosos. Vários conceitos podem ser enumerados a partir da análise do comportamento da água no capilar cilíndrico:

- A máxima sucção matricial que um poro pode suportar sem drenar é inversamente proporcional ao seu raio, ou seja, quanto menor o poro, maior a sucção necessária para drenar a água desse poro.
- A sucção matricial pode ser determinada a partir do raio do menisco.
- O raio do menisco pode ser diferente do raio do poro caso o ângulo de contato seja maior que zero ou caso a sucção máxima possível não tenha se desenvolvido. Este último caso seria observado caso o tubo capilar não fosse erguido até uma altura que superasse a altura de ascensão capilar.

Sistemas porosos ideais, formados por esferas, podem oferecer uma visão mais próxima da condição da água capilar. Alves *et al.* (2020) apresentam uma avaliação de como a geometria do poro e o arranjo de esferas pode afetar a geometria dos meniscos e a sucção matricial correspondente.

3. FORMAS DE APRESENTAÇÃO DA CURVA DE RETENÇÃO

A curva de retenção pode ser apresentada de diversas formas, sendo algumas delas ilustradas pela Figura 7. Os dados apresentados nas quatro figuras são da mesma curva. As diversas formas de representar uma curva de retenção são resultado de diferentes maneiras de apresentar a quantidade de água armazenada no solo e de representar a sucção. O termo genérico “sucção” é utilizado na figura, pois, nesse momento, não é relevante fazer referência ao tipo de sucção.

Na Figura 7(a), pode-se observar uma curva em termos de grau de saturação. A curva é apresentada com a sucção obedecendo a uma escala cujo valor inferior é arbitrado em função das menores sucções a partir das quais o solo começa a dessaturar. A máxima sucção pode ser arbitrada como sendo igual a 1.000.000 kPa, que corresponde, aproximadamente, ao valor teórico de sucção para o qual o solo se encontra completamente seco (Edlefsen e Anderson, 1943).

A Figura 7(b) apresenta a curva em termos de teor de umidade volumétrico. A diferença mais notável é o máximo valor de teor de umidade, que, nesse caso, corresponde

à porosidade do solo. O formato da curva permanece semelhante àquele da Figura 7(a) no caso de solos com relativamente baixa compressibilidade. Solos altamente compressíveis, como solos muito plásticos, apresentarão curvas com formatos que dependem da forma de representação da quantidade de água.

A Figura 7(c) mostra por que a apresentação da sucção em escala linear geralmente não é aconselhável. A tentativa de apresentar sucções que variam ao longo de várias ordens de magnitude em escala linear não é bem-sucedida. Pode-se dizer que se trata da mesma situação que exige a apresentação de curvas granulométricas utilizando dimensões de abertura de peneiras em escala logarítmica.

Finalmente, a Figura 7(d) mostra uma forma alternativa de representação da curva de retenção, na qual foi empregado o grau de saturação efetivo, definido como:

$$S_e = \frac{S - S_{res}}{1 - S_{res}} \quad (\text{Eq. 21})$$

em que: S_{res} é o grau de saturação correspondente à condição residual.

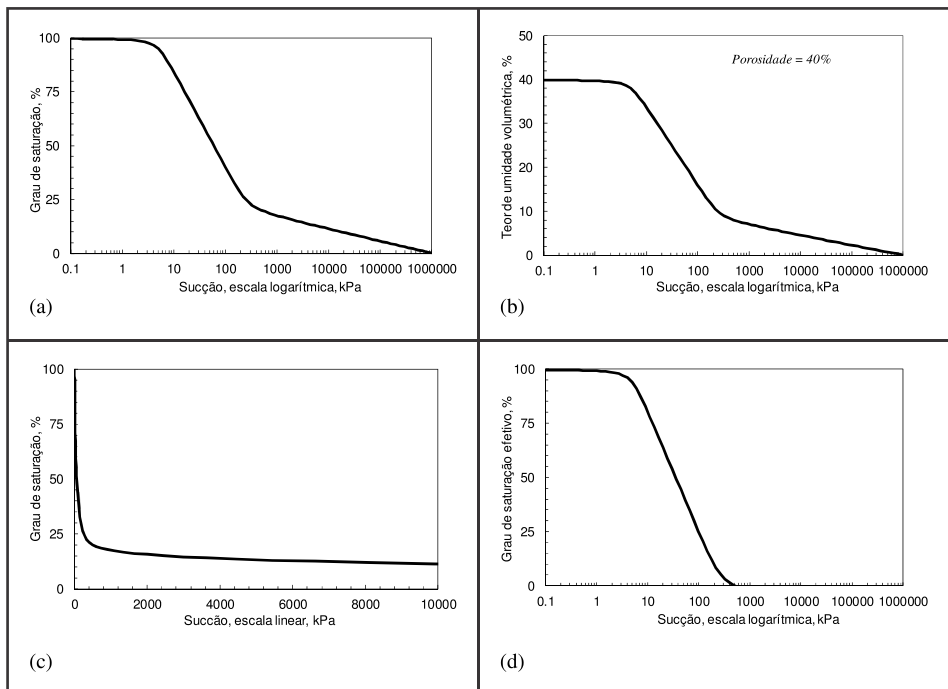


Figura 7 – Algumas formas de representação de uma curva de retenção:
 a) grau de saturação em escala linear e sucção em escala logarítmica;
 b) teor de umidade volumétrica; c) grau de saturação e sucção na escala linear;
 e d) grau de saturação efetivo

O grau de saturação efetivo é uma das possíveis manipulações da representação da quantidade de água no solo, que tem por objetivo extrair informações adicionais sobre a capacidade de retenção do solo. No caso do grau de saturação efetivo, o interesse é saber qual é a porcentagem de água relativamente livre armazenada no solo. Nesse caso, admite-se que S_{res} representa a porcentagem de água que não é capaz de fluir facilmente, como água líquida. O grau de saturação efetivo é utilizado, por exemplo, na formulação de Brooks e Corey (1964) de previsão da permeabilidade de solos na condição não saturada.

De forma geral, curvas de retenção apresentam formatos definidos por parâmetros com significados físicos relativamente bem definidos. A Figura 8 apresenta uma curva de retenção que pode ser dividida em três trechos, definidos por três parâmetros:

Valor de entrada de ar, ψ_b ou $(u_a - u_w)_b$ – O primeiro trecho corresponde ao intervalo de sucção para o qual o material se encontra completamente saturado. Esse trecho estende-se até o valor de sucção, conhecido como “valor de entrada de ar”. Um dos possíveis significados físicos do valor de entrada de ar seria a máxima sucção que os maiores poros do material são capazes de suportar sem serem drenados. Essa relação faz referência à relação do tamanho de poro e raio de menisco com a sucção matricial.

Sucção residual, ψ_{res} ou $(u_a - u_w)_{res}$ – O segundo trecho da curva de retenção corresponde ao intervalo de sucção para o qual o solo sofre drenagem sob o efeito de aumento da sucção, sendo tal drenagem possível em termos de fluxo de água líquida, ou seja, a água a ser drenada está em uma condição relativamente livre nos poros do solo. Para sucções superiores à sucção residual, a remoção de água exige sucções expressivas e se dá predominantemente por processos de transferência de vapor.

Grau de saturação residual, S_{res} – Corresponde àquela quantidade de água armazenada nos poros do material em condição relativamente menos livre do que a água drenada na forma de fluxo líquido.

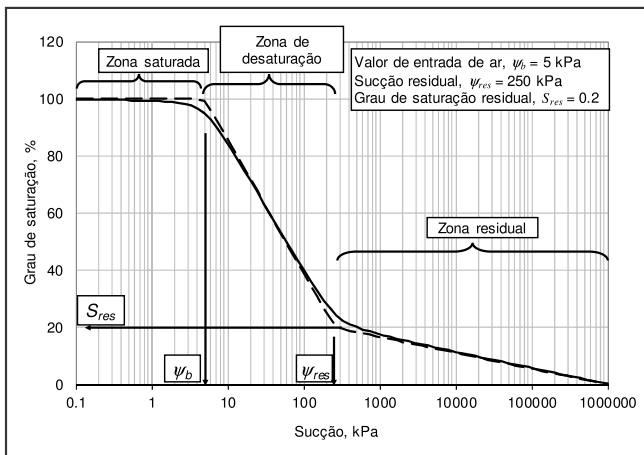


Figura 8 – Parâmetros de uma curva de retenção

O emprego de parâmetros com claro significado físico facilita o estudo da curva característica. Pode-se citar, como exemplo, a maior facilidade de emprego de equações de

ajuste (Gitirana Jr. & Fredlund, 2004). Além disso, tornam-se viáveis avaliações estatísticas dos parâmetros da curva de retenção (Gitirana Jr. & Fredlund, 2016).

Assim como a forma de representar a quantidade de água armazenada, o tipo de sucção empregado também resulta em curvas de retenção diferentes. A Figura 9 apresenta dados obtidos para um solo de Goiânia-GO, utilizando-se diferentes métodos de determinação da sucção. Os dados obtidos com um potenciômetro de ponto de orvalho e os dados obtidos com papel filtro sem contato correspondem a sucções totais. Os pontos experimentais obtidos pela técnica do papel filtro utilizando o papel em contato com o solo devem corresponder a sucções matriciais. Os dados de potenciômetro disponíveis não envolvem sucções relativamente baixas, em função da faixa ideal de funcionamento do equipamento empregado.

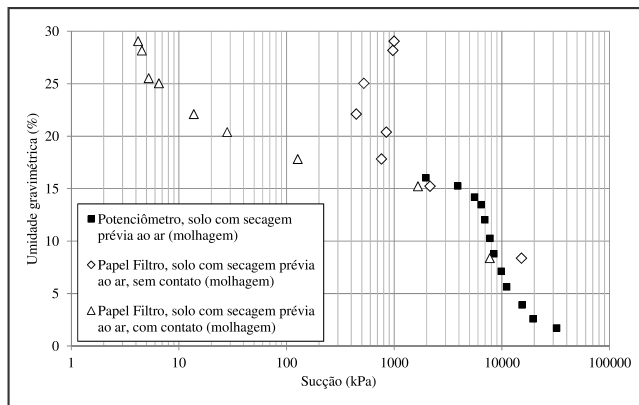


Figura 9 – Papel do tipo de sucção na representação da curva de retenção (Gomes *et al.*, 2015)

A diferença entre as curvas obtidas é notável. Os valores de sucção total obtidos pela técnica do papel filtro são superiores aos valores de sucção matricial, sendo que a diferença observada corresponde à sucção osmótica do solo. Os valores relativamente constantes de sucção total para o intervalo de umidade de 15 a 30% são resultado de uma sucção osmótica aproximadamente constante e com valor médio de 700 kPa, somada a sucções matriciais relativamente baixas.

Fredlund (2002) discute a forma de se empregar dados como os apresentados na Figura 9. Em princípio, dados de sucção matricial são os de maior interesse, de forma que os dados de papel filtro sem contato (i.e., dados de sucção total) assumem papel secundário na interpretação e utilização da curva de retenção. Por outro lado, os dados de sucção total para baixos teores de umidade, neste caso, menores do que 15%, confundem-se com os próprios dados de sucção matricial. Conforme Fredlund (2002), a composição de uma curva híbrida, que combina dados de sucção matricial e sucção total, é conveniente, pois os dados de sucção matricial são os de interesse para baixas sucções. Além desse aspecto, é importante ressaltar que algumas técnicas de medição (como o papel filtro) fornecem uma transição da sucção matricial para total, conforme observado por Marinho e Chand-

ler (1993) e Marinho e Gomes (2012). Ao mesmo tempo, as elevadas sucções encontradas para baixas umidades são necessárias, por exemplo, em análises envolvendo evaporação, situação na qual a sucção total é a variável que governa o processo.

4. ASPECTOS FÍSICOS E ELETRQUÍMICOS E A CURVA DE RETENÇÃO

Existem materiais que apresentam curvas de retenção com formatos diferentes daquele apresentado na Figura 8. A Figura 10 apresenta alguns formatos típicos de curvas de retenção apresentadas em termos de grau de saturação. Diferentes fatores físicos e eletroquímicos determinam o formato dessas curvas. Dessa forma, a discussão desses fatores será iniciada pela simples descrição de tais curvas.

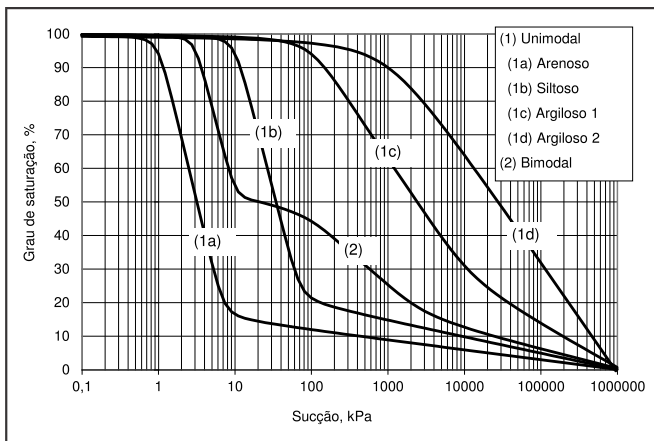


Figura 10 – Alguns formatos típicos de curvas de retenção (modificado de Gitirana Jr. & Fredlund, 2004)

As curvas da Figura 10 estão divididas em dois grupos. O primeiro grupo, das curvas unimodais, é assim denominado porque todas essas curvas apresentam um único trecho de dessaturação. Como consequência, a primeira derivada dessas curvas apresenta um formato de sino único. Esse formato se assemelha àqueles de distribuições de frequência unimodais, daí a denominação dada a essas curvas. A analogia com distribuição de frequência não é coincidência, pois, a partir da derivada da curva de retenção, pode ser avaliada a distribuição de frequências de tamanho de poros do material.

No primeiro grupo, têm-se alguns solos com formatos que obedecem ao formato sugerido pela Figura 8, com parâmetros já discutidos, mas destaca-se, nesse grupo, o segundo solo argiloso, que não apresenta grau de saturação residual aparente. Esse tipo de curva é frequentemente observado para certos materiais altamente plásticos.

O segundo grupo da Figura 10 é formado por um único material, denominado bimodal. Esse material apresenta dois trechos de dessaturação. Como consequência, a primeira derivada tem a aparência de uma distribuição de poros bimodal. A curva bimodal apresenta dois valores de entrada de ar, sendo o primeiro correspondente a uma família de poros

de dimensões relativamente maiores, e o segundo, a outra família de poros, menores. Serão discutidos, mais adiante, os fatores que podem levar a curvas de retenção desse tipo, já que solos com essas características são frequentes e particularmente relevantes para a prática da Geotecnia no Brasil. Pode-se afirmar que solos bimodais podem ser o resultado de diferentes processos genéticos, tais como materiais com distribuições granulométricas descontínuas, estruturas de poros com micro e macroporos formados por agregação física pelo processo de intemperismo, com predominância de lixiviamento do solo, processos biológicos e, no caso de solos compactados, quando o material é compactado com baixa energia e no ramo seco.

Existem também materiais que apresentam curvas com múltiplos trechos de dessaturação, denominados multimodais. O formato da curva de retenção, em última instância, pode não seguir padrões pré-definidos, sendo sempre um reflexo da sua distribuição de tamanho de poros, mineralogia, dentre outros fatores.

4.1 O papel da variação de volume total

O solo retém água nos seus poros por efeitos capilares e eletroquímicos. Sendo assim, a retenção depende não somente da estrutura, mas também da mineralogia. Uma das formas mais simples de se observar a retenção de água é por meio da curva de secagem. Esse processo leva à determinação do chamado limite de contração. A Figura 11 apresenta a relação entre o volume por 100 g de solo seco em relação ao teor de umidade. O processo de secagem leva o solo de um estado com mais água ao de menos água entre os poros.

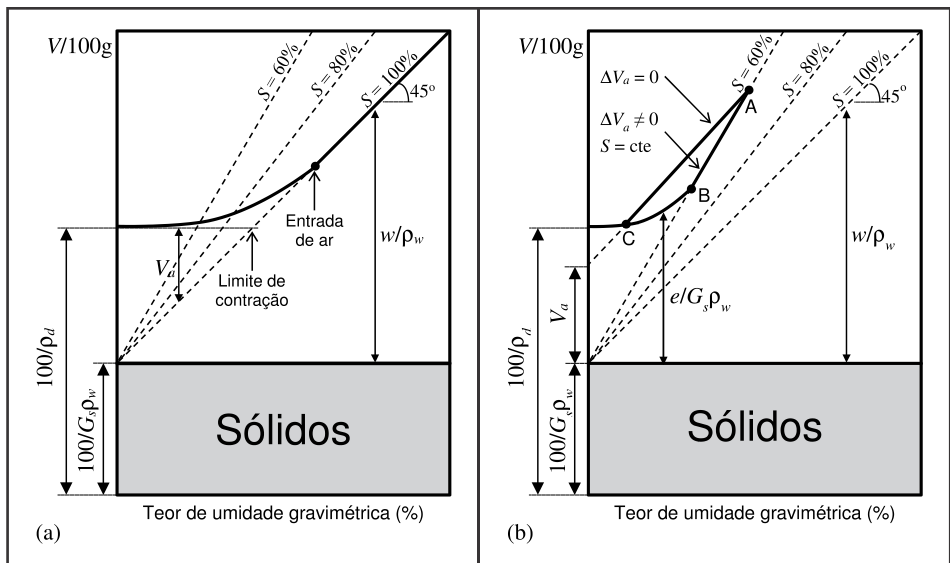


Figura 11 – Relação entre o volume por 100 g de solo seco em relação ao teor de umidade com: a) variação de volume iniciando desde $S=100\%$; b) variação de volume iniciando desde $S<100\%$ (Marinho, 1994)

Em alguns solos, os mais argilosos, a perda de água é acompanhada de variação de volume. A variação de volume pode ser igual à perda de água, fazendo com que o solo permaneça saturado, como ilustra a Figura 11(a). O processo de secagem não leva o solo ao menor volume possível, pois as forças capilares induzidas durante a secagem têm sua efetividade reduzida quando o solo se dessatura. Os solos que iniciam um processo de secagem sem que estejam saturados também podem apresentar variação de volume, igual ou diferente do volume de água perdido. A Figura 11(b) ilustra esse aspecto.

Essas considerações permitem que se conclua a importância de se medir a variação de volume durante o processo de perda de umidade para fins de obtenção da curva de retenção de água. A Figura 12 ilustra a relação teórica entre teor de umidade volumétrico, índice de vazios e grau de saturação, sendo apresentadas trajetórias de secagem possíveis. A trajetória vertical indica um solo que não varia de volume com a secagem. Quando um solo perde água e não varia de volume, automaticamente acontece a dessaturação. Pode-se verificar que a interpretação de curvas de retenção de água por materiais porosos exige a compreensão dos diversos fenômenos que acontecem durante a perda ou absorção de água.

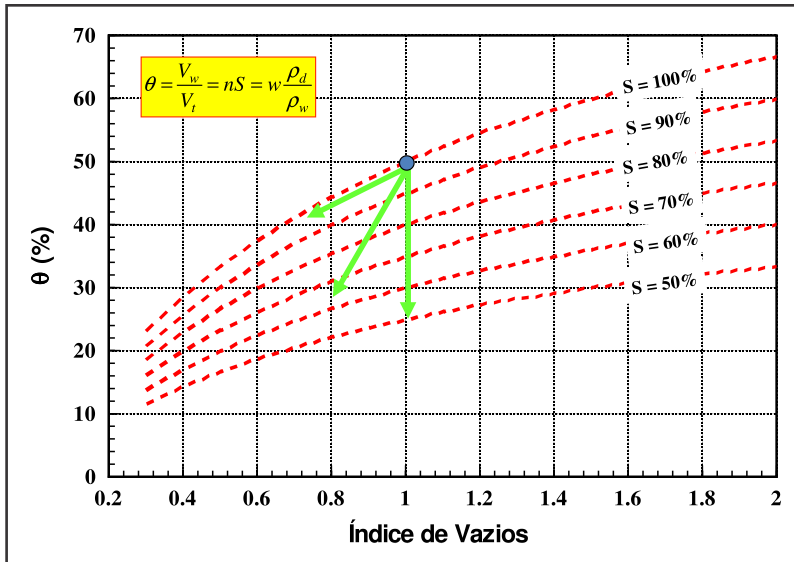


Figura 12 – Relação teórica entre teor de umidade volumétrico, índice de vazios e grau de saturação

4.2 O papel da distribuição de tamanho de poros

O uso de fenômenos capilares ajuda a compreender como ocorre o aumento da sucção com a perda de água (para o caso de uma trajetória de secagem). A Figura 13 ilustra a forma da curva de retenção e sua relação direta com o esvaziamento dos vazios. Para isso, Laloui (2010) utiliza três tubos capilares conectados (A, B e C) da forma indicada na Fi-

gura 13. O processo inicia com todos os tubos completamente preenchidos com água, ou seja, saturados. Assim, o ponto 1 da curva representa o estado saturado. Ao se induzir uma perda de água (por qualquer processo), será necessária uma sucção para vencer as forças capilares criadas em todos os terminais dos capilares. Quem controla a menor sucção é o tubo de maior diâmetro e, nesse momento, o volume de água perdido é o equivalente ao ponto 2 na Figura 13. Logo em seguida, quando a sucção aumenta a ponto de vencer as forças capilares daquele vazio, um volume de água maior é drenado de todos os vazios com aquela geometria, como ilustrado pelo ponto 3. A seguir, o vazio imediatamente menor assume a perda de água e assim sucessivamente. Esse processo gera a curva de retenção indicada pela curva pontilhada.

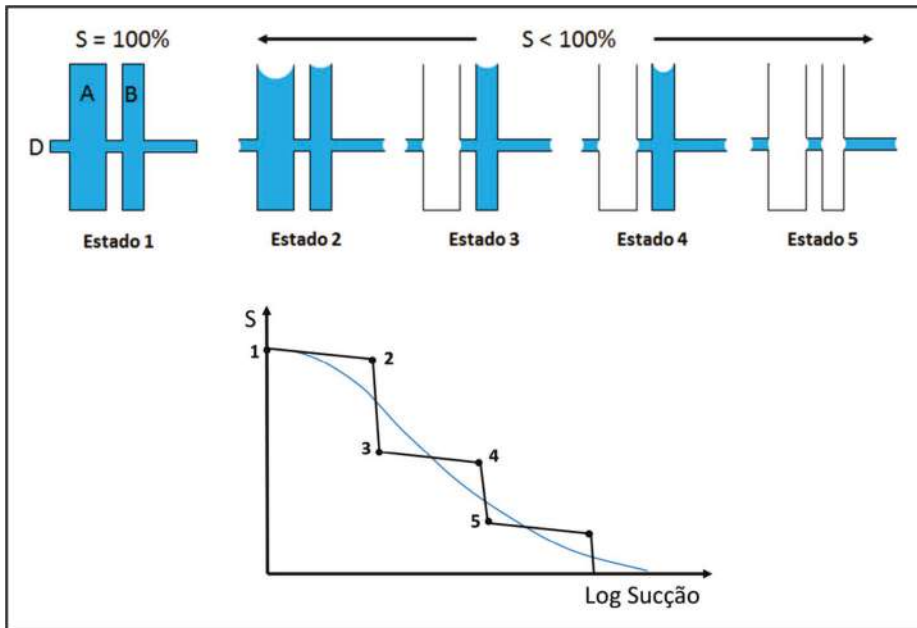


Figura 13 – Forma da curva de retenção e sua relação direta com o esvaziamento dos vazios (modificada de Laloui, 2010)

A Figura 14 apresenta curvas características de uma areia bem graduada e de outras areias produzidas a partir do peneiramento e da combinação de diferentes frações da areia original. Os dados apresentados na Figura 14 ilustram o papel da distribuição granulométrica na distribuição de tamanho de poros do solo e, conseqüentemente, na curva de retenção.

Materiais porosos, como os solos, possuem poros de diferentes dimensões. Dessa forma, a curva de retenção do material será um reflexo da distribuição de tamanho de poros. Considerando-se solos com estruturas relativamente simples, como areias, é comum a constatação de que a granulometria do material determina a distribuição de tamanho de poros e, conseqüentemente, sua curva de retenção.

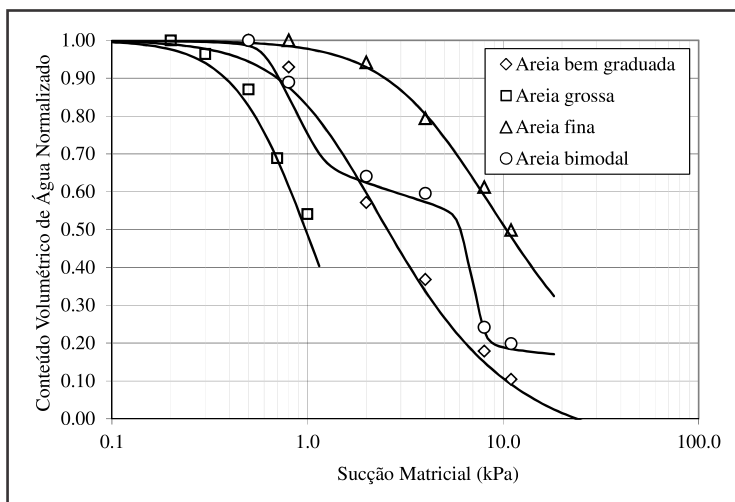


Figura 14 – Curvas de retenção de areias com diferentes granulometrias (Santos *et al.*, 2015)

Considerando-se os conceitos de capilaridade e observando-se os dados da Figura 14, pode-se afirmar, de forma geral, que:

- quanto mais uniforme a distribuição granulométrica de uma areia, mais íngreme é a curva de retenção, ou seja, menor o intervalo de sucções necessário para drenar a água dos poros;
- materiais com granulometria mais fina exigem maiores valores de sucção para serem drenados do que materiais relativamente mais granulares ;
- quando o solo é submetido a um aumento de sucção, os poros maiores são os primeiros a sofrer drenagem.

A areia bimodal da Figura 14 é particularmente interessante. Essa areia possui uma curva granulométrica que foi manipulada de forma a ser descontínua. Esses dados evidenciam o papel da distribuição granulométrica na capacidade de retenção do solo, justificando inclusive curvas de retenção com distribuições de tamanho de poros com diferentes famílias.

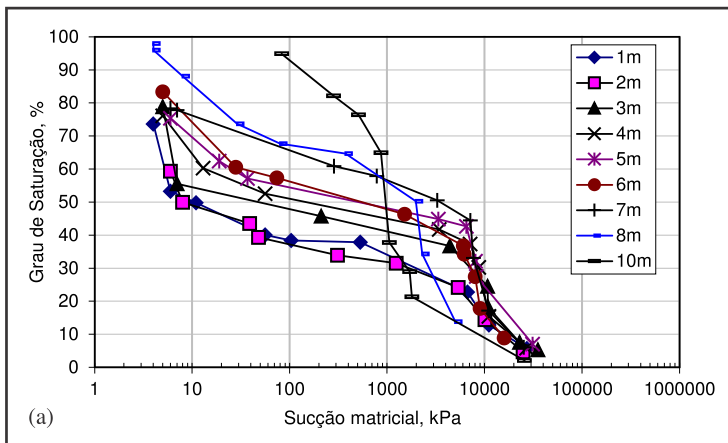
A relação entre a curva granulométrica e a de retenção é tão significativa, que podem ser encontrados na literatura modelos de previsão da curva de retenção a partir da granulometria. Nesse caso, pode-se citar, como exemplo, o modelo de Arya e Paris (1980). Como é de se esperar, o modelo de previsão tem desempenho relativamente bom para materiais granulares, mas não mantém um desempenho adequado para materiais argilosos, para os quais a distribuição de tamanho de poros não é facilmente avaliada a partir da granulometria. Além disso, materiais argilosos possuem outros mecanismos de retenção.

4.3 O papel do grau de intemperismo

O grau de intemperismo é um dos fatores mais importantes que determinam o formato da curva de retenção (Pereira *et al.*, 2005). Camapum de Carvalho e Gitirana Jr. (2021) apresentam alguns dos diversos fatores relacionando retenção e água e grau de intemperismo no contexto de solos tropicais. Perfis de solos tropicais residuais, como os do Centro-Oeste brasileiro, apresentam variações nas propriedades hidráulicas com a profundidade que são explicadas, principalmente, pelo grau de intemperismo. Quanto mais raso o solo, mais próximo das ações de intemperismo e, portanto, mais alterado o solo residual. A evolução das características do solo se dá em termos de distribuição de tamanho de poros, influenciada pelo processo de lixiviação. Igualmente importante é o processo de evolução dos argilominerais, sendo comum, em perfis de Brasília-DF e Goiânia-GO, nas profundidades mais rasas, altos teores de gibsita e, em maiores profundidades, maiores quantidade de caulinita e, por vezes, argilominerais de maior plasticidade.

A Figura 15 apresenta curvas de retenção obtidas pela técnica do papel filtro. No caso da Figura 15(a), as curvas características obtidas apresentam valores de entrada de ar reduzidos para as profundidades mais rasas, mas que vão crescendo conforme o solo se torna mais profundo. Tem-se, nesse caso, a condição típica do solo de Brasília, formado por macroporos metaestáveis, conferindo, ao solo, um comportamento colapsível. A Figura 15(a) evidencia o caráter bimodal das curvas de retenção de certos materiais altamente intemperizados, que reflete a estrutura de poros bimodal, com macro e microporos. O solo a 10 m de profundidade é um material com relativamente baixo grau de alteração, tendo elevado valor de entrada de ar, já que possui maior fração de argila e ausência de macroporos.

Situação semelhante é observada para o solo de Goiânia-GO, conforme apresentado na Figura 15(b). No caso dos dois materiais apresentados na Figura 15(b), têm-se amostras rasas, de 1 a 2 metros de profundidade, de forma que não é tão óbvia qualquer diferença em termos de exposição dos diferentes materiais ao intemperismo. No entanto, a diferença de rocha mãe expõe esse como sendo mais um fator que pode determinar as características hidráulicas de um solo tropical residual.



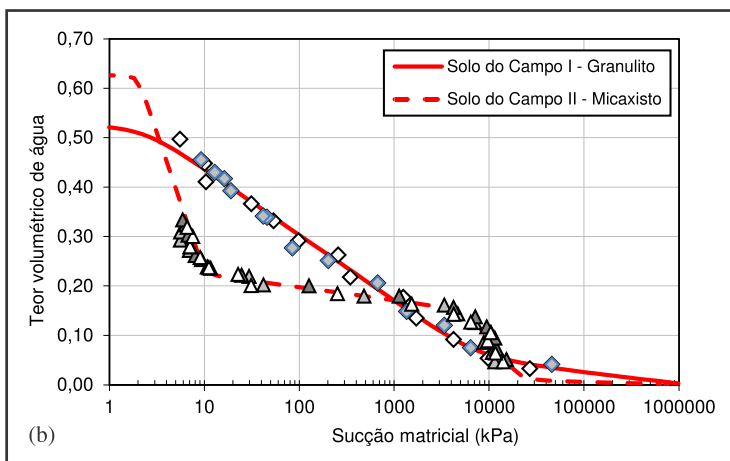
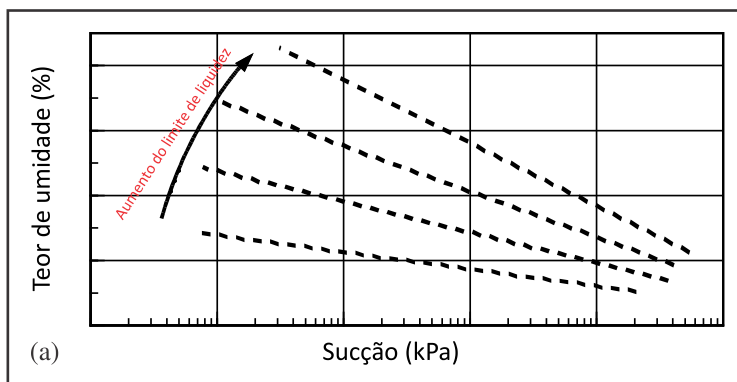


Figura 15 – Curva de retenção de solos do Centro-Oeste brasileiro com diferentes graus de intemperização: a) perfil típico de Brasília-DF (dados de Camapum de Carvalho, 2005); b) dois solos de Goiânia-GO (dados de Carvalho, 2013)

4.4 Outros fatores: história de tensões, condição de compactação, mineralogia

A curva de retenção pode ser influenciada por fatores adicionais, conforme ilustrado na Figura 16. A mineralogia do solo influencia sua capacidade de absorver a água. Materiais muito plásticos passam a ter um novo processo, concorrendo com o fenômeno de capilaridade: a adsorção de água na camada dupla por força de natureza eletroquímica. No caso de solos plásticos, as suções podem atingir valores elevados mesmo para teores de umidade altos. Em solos plásticos, pode-se fazer uma comparação com a variação de índice de vazios em função da pressão efetiva de campo em solos saturados apresentados por Skempton (1970).



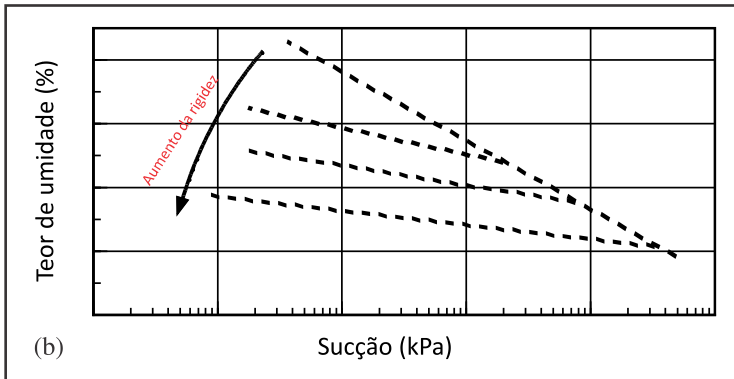


Figura 16 – Fatores adicionais que interferem no formato da curva de retenção: a) papel do limite de liquidez do solo; e b) papel da rigidez do solo (Marinho, 2005)

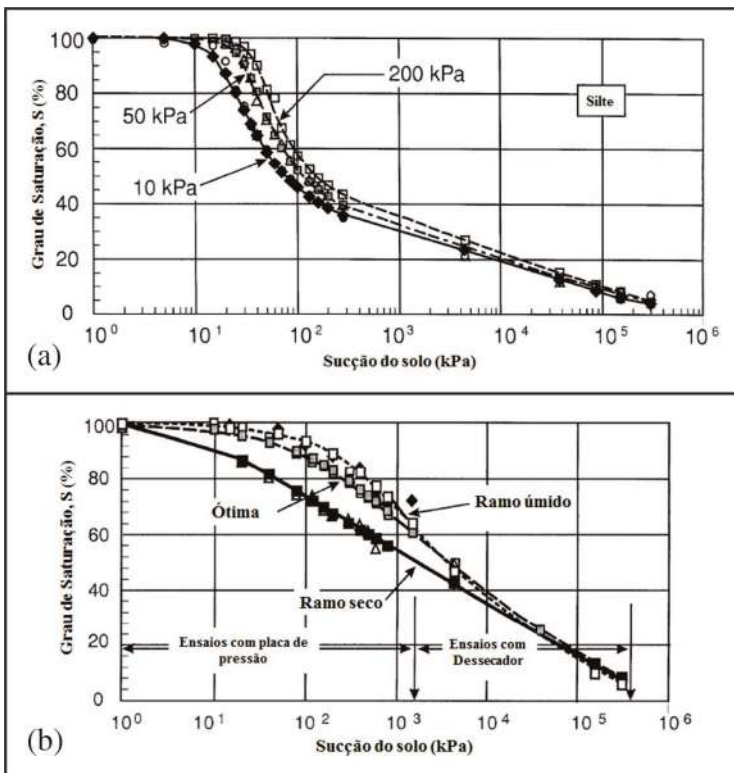


Figura 17 – Fatores adicionais que interferem no formato da curva de retenção: a) papel da pressão de consolidação (modificado de Huang, 1994); e b) papel da condição de compactação (modificado de Vanapalli, 1994)

Conforme apresentado na Figura 17(a), a consolidação do solo também pode alterar sua curva de retenção. Quanto mais compressível o solo, maior o efeito da redução de volume na sua curva de retenção. O efeito da consolidação é a redução do tamanho dos poros e, conseqüentemente, do aumento dos valores de sucção necessários para drenar a água do solo.

Finalmente, a condição de compactação é outro fator que interfere na curva de retenção de um material. A Figura 17(b) apresenta dados para um solo do Canadá, onde se observa o papel das diferentes distribuições de tamanhos de poros produzidas pelas diferentes condições de compactação.

5. MODELOS DE AJUSTE PARA CURVAS DE RETENÇÃO

A Tabela 1 apresenta algumas equações propostas na literatura para representar a curva de retenção. A curva de retenção é, tradicionalmente, representada utilizando-se equações de ajuste pré-definidas e dados obtidos experimentalmente. A representação da curva de retenção utilizando-se uma função contínua é necessária para análises numéricas envolvendo o fluxo de água e na previsão de diversas propriedades de solos não saturados.

Tabela 1 – Equações de ajuste para a curva de retenção

Autor	Equação	Parâmetros
Gardner (1956)	$\Theta_n = \frac{1}{(1 + a_g \psi^{n_g})}$	a_g, n_g
Brooks e Corey (1964)	$\Theta_n = \begin{cases} 1 & \psi \leq \psi_b \\ \left(\frac{\psi}{\psi_b}\right)^{-\lambda_{bc}} & \psi > \psi_b \end{cases}$	ψ_b, λ_{bc}
Brutsaert (1966)	$\Theta_n = \frac{1}{\left(1 + \left(\frac{\psi}{\psi_b}\right)^{n_b}\right)}$	a_b, n_b
van Genuchten (1980)	$\Theta_n = \frac{1}{(1 + (a_{vg} \psi)^{m_{vg}})}$	a_{vg}, n_{vg}, m_{vg}
McKee e Bumb (1984)	$\Theta_n = \begin{cases} 1 & \psi \leq \psi_b \\ \exp\left(\frac{(a_{m1} - \psi)}{a_{m1}}\right) & \psi > \psi_b \end{cases}$	a_{m1}, n_{m1}, ψ_b
McKee e Bumb (1987)	$\Theta_n = \frac{1}{\left(1 + \exp\left(\frac{(a_{m2} - \psi)}{a_{m2}}\right)\right)}$	a_{m2}, n_{m2}

	$w = \frac{C(\psi)w_s}{\left[\ln \left(e + \left(\frac{\psi}{a_{fx}} \right)^{n_{fx}} \right) \right]} m_{fx}$	
<p>Fredlund e Xing (1994)</p>	$C(\psi) = 1 - \frac{\ln \left(1 + \frac{\psi}{\psi_r} \right)}{\ln \left(1 + \frac{\psi^6}{\psi_r} \right)}$	<p>$a_{fx}, n_{fx}, m_{fx}, \psi_r$</p>
<p>Gitirana Jr. e Fredlund (2004) – unimodal</p>	$S = \frac{S_1 - S_2}{1 + \left(\frac{\psi}{\sqrt{\psi_b \psi_{res}}} \right)_d} + S_2$	<p>$\psi_b, \psi_{res}, S_{res}, a$</p>

Os modelos de ajuste mais antigos, como os propostos por Brooks e Corey (1964) e van Genuchten (1980), tinham como pretensão o ajuste da curva de retenção até o valor de umidade residual. Assim, a maioria dos modelos apresentados na Tabela 1 emprega a seguinte variável:

$$\Theta_n = \frac{\theta - \theta_{res}}{\theta_{sat} - \theta_{res}} \tag{Eq. 22}$$

em que: Θ_n é o teor de umidade normalizado; θ_{sat} é o teor de umidade do material saturado; e θ_{res} é o teor de umidade volumétrico residual.

Apesar de as equações apresentadas na Tabela 1 procurarem seguir com rigor as variáveis de armazenamento de água originalmente adotadas pelos autores, as diversas equações encontradas na literatura podem ser utilizadas com adaptações, permitindo o uso de outras variáveis. Um exemplo comum é o emprego da Equação de van Genuchten (1980) em termos de grau de saturação:

$$S = \frac{1}{(1 + (a_{vg} \psi)^{n_{vg}})^{n_{vg}}} \tag{Eq. 23}$$

Dentre as equações apresentadas na Tabela 1, apenas as propostas por Fredlund e Xing (1994) e por Gitirana Jr. e Fredlund (2004) respeitam a sucção máxima teórica de 10⁶ kPa. A Equação de Gitirana Jr. e Fredlund (2004) se diferencia das demais, pois seus parâmetros são propriedades bem definidas dos solos não saturados, facilitando o tratamento estatístico de curvas de retenção.

De forma geral, quanto maior o número de parâmetros, maior a capacidade de ajuste da equação, sob o custo do aumento da complexidade da função. A Equação de van Genuchten (1980), por exemplo, destaca-se em relação a equações propostas anteriormente, pois, ao incluir um parâmetro adicional, tem-se um aumento significativo na flexibilidade

do seu formato. A curva de van Genuchten (1980) é relativamente popular, pois permite a utilização em conjunto com um método analítico de previsão de permeabilidade não saturada, proposto pelo mesmo autor.

A família de equações propostas por Gitirana Jr. e Fredlund (2004) inclui uma equação para o ajuste de curvas bimodais, com dois valores de entrada de ar e dois pontos residuais. Apesar de sua inerente complexidade, a flexibilidade da equação proposta a torna adequada para muito tipos de materiais.

6. CONSIDERAÇÕES FINAIS

A curva de retenção é uma das propriedades mais fundamentais e, ao mesmo tempo, mais complexas de solos não saturados. A quantidade de fatores que controlam a curva de retenção torna desafiadora a interpretação e o emprego da propriedade. Felizmente, tais fatores, quando bem conhecidos, tornam aquela informação, inicialmente complexa, em uma propriedade que oferece um grande volume de informações a respeito do comportamento do solo.

A curva de retenção é empregada na previsão de outras propriedades de solos não saturados, como a função de permeabilidade e até mesmo a resistência ao cisalhamento. Os campos de aplicação da curva de retenção continuarão a crescer à medida que ocorram avanços na modelagem do comportamento de solos.

REFERÊNCIAS

ALVES, R.D.; GITIRANA JR., G.F.N. & VANAPALLI, S.K. (2020). Advances in the modeling of the soil–water characteristic curve using pore-scale analysis, *Computers and Geotechnics*. 127: 103766.

ARYA, L.M. & PARIS, J.F. (1981). A physicoempirical model to predict the soil moisture characteristic from particle-size distribution and bulk density data. *Soil Science Society of America Journal*, 45: 1023-1030.

BARBOUR, S.L. (1998). Nineteenth Canadian Geotechnical Colloquium: The soil-water characteristic curve: A historical perspective, *Canadian Geotechnical Journal*. 35(5): 873-894.

BROOKS, R.H. & COREY, A.T. (1964). Hydraulic properties of porous media, *Colorado State University Hydrology Paper*, (3): 8-37.

BRUTSAERT, W. (1967). Some methods of calculating unsaturated permeability, *Transactions of ASABE*, 10: 400-404.

CAMAPUM DE CARVALHO, J. (2005). Relato: Propriedades e comportamento de solos tropicais não-saturados. V Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados, São Carlos, SP. 597-616.

CAMAPUM DE CARVALHO, J. & GITIRANA JR., G.F.N. (2021). Unsaturated soils in the context of tropical soils, *Soils and Rocks*. 44(3): e2021068121.

CARVALHO, E.T.L. (2013). Avaliação geotécnica de poços de infiltração de água pluviais. Tese de Doutorado. Programa de Pós-Graduação em Geotecnia. Universidade de Brasília. 284 p.

EDLEFSEN, N.E. & ANDERSON, A.B.C. (1943). Thermodynamics of soil moisture, *Hilgardia*, 15: 31-298.

FREDLUND, D.G. (2002). Use of the soil-water characteristic curve in the implementation of unsaturated soil mechanics, *Third International Conference on Unsaturated Soils, UNSAT 2002, Recife, Brazil*, v. III, pp. 887-902.

FREDLUND, D.G. (2006). Unsaturated soil mechanics in engineering practice, *The 2005 Terzaghi Lecture: Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE*, 132(3): 286-321.

FREDLUND, D.G. & MORGENSTERN, N.R. (1977). Stress state variables for unsaturated soils, *Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE*, 103(GT5): 447-466.

FREDLUND, D.G. & RAHARDJO, H. (1993). *Soil Mechanics for Unsaturated Soils*, Wiley, New York. 517p.

FREDLUND, D.G. & XING, A. (1994). Equations for the soil-water characteristic curve, *Canadian Geotechnical Journal*, 31(3): 521-532.

FREDLUND, D.G.; RAHARDJO, H. & FREDLUND, M. (2012). *Unsaturated Soil Mechanics and Geotechnical Engineering Practice*, Wiley, New York. 926p.

GARDNER, W.R. (1956). Representation of soil aggregate size distribution by a logarithmic-normal distribution, *Soil Science Society of America Proceedings*, 20: 151-153.

GITIRANA, JR., G.F.N. & FREDLUND, D.G. (2004). Soil-water characteristic curve equation with independent parameters, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE*, 130(2): 209-212.

GITIRANA, JR., G.F.N. & FREDLUND, D.G. (2016). Statistical assessment of hydraulic properties of unsaturated soils, *Soils and Rocks*, 39(1): 81-95.

GOMES, A.C.; GITIRANA JR., G.F.N. & LAURO VARGAS, C.A. (2015). Curva Característica Solo-Água para um Solo Natural na Cidade de Goiânia: Comparação entre Diferentes Metodologias de Ensaio. VIII Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados, Fortaleza - CE.

HUANG, S.Y. (1994). Evaluation and laboratory measurement of the coefficient of permeability in deformable, unsaturated soils. Tese de Doutorado, Department of Civil Engineering, University of Saskatchewan, Saskatoon, Canadá. 317p.

LALOUI, L. (2010). *Mechanics of Unsaturated Geomaterials*. John Wiley & Sons, New York. 381p.

MARINHO, F.A.M. & PINTO, C.S. (2002). Investigating the water retention in iron ore. 3rd International Conference on Unsaturated Soils, 3: 1143-1146.

MARINHO, F.A.M. & CHANDLER, R. (1993). Aspects of the behavior of clays on drying” - Unsaturated Soils - Geotechnical Special Publication n. 39 - ASCE - Ed. por S.L. Houston & W.K. Wray. Dallas, October pp. 77-90.

MARINHO, F.A.M. (1994). Shrinkage behavior of some plastic clays. Doctoral Thesis, Imperial College, University of London, London. 216p.

MARINHO, F.A.M. & GOMES, J.S. (2012). The effect of contact on the filter paper method for measuring soil suction. *Geotechnical Testing Journal*, 35(1): 172-181.

MARINHO, F.A.M. (2005). Nature of the soil-water characteristic curves for plastic soils In *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 131: 654-661.

MCKEE, C.R. & BUMB, A.C. (1984). The importance of unsaturated flow parameters in designing a hazardous waste site, in *Hazardous Waste and Environmental Emergencies: Hazardous Materials Control Research Institute National Conference*, Houston, TX, Silver Spring, MD, pp. 50-58.

MCKEE, C.R. & BUMB, A.C. (1987). Flow-testing coalbed methane production wells in the presence of water and gas, *Society of Petroleum Engineers Formation Evaluation*, 2(4): 599-608.

OLIVEIRA, O.M. & MARINHO, F.A.M. (2007). Simulação de Chuva em Coluna de Solo Residual Compactado. VI Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados VI Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados, Salvador, v. 1. 291-297.

PEREIRA, J.H.; FREDLUND, D.G.; CORDÃO NETO, M.P. & GITIRANA JR., G.F.N. (2005). Hydraulic Behavior of Collapsible Compacted Gneiss Soil. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 131(10): 1264-1273.

PEROTTI, D.A.; GITIRANA, JR., G.F.N.; MENDES, T.A. & FREDLUND, M.D. (2022). Numerical analysis of cover systems for mining waste in tropical regions, *International Journal of Mining, Reclamation and Environment*, 36: 1-20.

SANTOS, R.O.G.; SANTOS, T.L.; GITIRANA JR., G.F.N. & SILVA, P.A.D. (2015). Estudo Comparativo de Curvas Características de Areias Obtidas por Métodos de Previsão e Medição Direta. VIII Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados, Fortaleza - CE.

SKEMPTON, A.W. (1970). The consolidation of clays by gravitational compaction. Quarterly Journal of the Geological Society, London, 125: 373-411.

VAN GENUCHTEN, M.T. (1980). A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soil. Soil Science Society of America Journal, 44(5): 892-898.

VANAPALLI, S.K. (1994). Simple test procedures and their interpretation in evaluating the shear strength of unsaturated soils. Tese de doutorado, Department of Civil Engineering, University of Saskatchewan, Saskatoon, Canada.

VANAPALLI, S.K.; PUFAHL, D.E. & FREDLUND, D.G. (1999). The effect of soil structure and stress history on the soil-water characteristics of a compacted till. Geotechnique, 49(2), 143-159.

WANG, Y.H. & FREDLUND, D.G. (2003). Towards a better understanding of the role of the contractile skin, Second Asian Conference on Unsaturated Soils, UNSAT-ASIA, Osaka, pp. 419-424.

YOUNG, F.R. (1989). Cavitation. McGraw-Hill, New York, 418 p.

Capítulo 11

INSTRUMENTAÇÃO DE LABORATÓRIO E CAMPO E A MEDIÇÃO DA CURVA DE RETENÇÃO

Fernando Antônio Medeiros Marinho
Miguel Angel Alfaro Soto
Gilson de Farias Neves Gitirana Junior

1. INTRODUÇÃO

A medição de propriedades de solos não saturados exige o emprego de técnicas para medição e controle da sucção do solo, sempre com o objetivo de determinar parâmetros para análise e/ou previsão do comportamento do material. É importante compreender a diferença entre processos de medição e imposição de sucção, tipo de sucção medida e tempo de resposta de cada técnica ou sensor utilizado. Além disso, a natureza do mecanismo de interação entre sensor empregado e a água do solo possui grande influência na forma de interpretação dos resultados obtidos.

No campo, as técnicas são sempre de medição da sucção, enquanto que, em laboratório, dependendo do caso, pode-se ter a imposição (i.e., controle) ou a medição da sucção. Em problemas associados com medições de campo, busca-se monitorar, de forma passiva, a resposta do solo a um determinado evento, quer seja uma chuva ou um carregamento. Nesse caso, o tempo de resposta do sistema de medição tem um papel fundamental na escolha do método adequado. Em alguns casos, é essencial que o sensor possa captar variações em tempo muito curto, como é o caso de sistemas de alerta.

No caso da curva de retenção de água, durante sua determinação, busca-se, de forma ativa, um estado de equilíbrio, com fluxos relativamente bem previsíveis e monitorados. A sucção pode ser imposta de forma direta, controlando-se a pressão da água e/ou do ar. Pode ser medido o estado de outra fase da água, o vapor, que esteja em equilíbrio com o sistema ou utilizar alguma variável sensível à variação do teor de umidade. Em todos os casos de medição indireta, uma calibração é necessária para se inferir a sucção.

Qualquer que seja o método usado, o sistema deve entrar em equilíbrio com o sensor ou com o aparato de modo que se possa inferir a relação entre a quantidade de água no solo e o estado de tensão da água, determinando-se, assim, a curva de retenção de água.

As técnicas aqui apresentadas são, muitas vezes, utilizadas para determinação de outras propriedades de solos não saturados, como sua compressibilidade e resistência ao cisalhamento. Assim, o conhecimento das técnicas expostas ao longo do texto beneficia o entendimento de forma geral de técnicas laboratoriais para solos não saturados. De forma semelhante, várias das técnicas laboratoriais formam as bases ou, pelo menos, compartilham semelhanças com técnicas de medição do estado do solo *in situ*.

O domínio dos fundamentos apresentados no capítulo anterior é necessário para um melhor entendimento das técnicas experimentais desenvolvidas até o momento. É importante compreender a definição de sucção total e seus componentes, a sucção matricial e a sucção osmótica. Os fenômenos de capilaridade e os processos de fluxo de água, na forma líquida e de vapor, tratados em outros capítulos deste livro, também facilitam a compreensão dessas técnicas experimentais.

Salienta-se ainda que existem, na literatura e no mercado, diversos tipos de sensores que não serão descritos aqui, tais como o sensor de dissipação de calor (Phene *et al.*, 1971; Gan *et al.*, 1994; Shuai & Fredlund, 2000), o sensor psicrométrico (Fredlund & Rahardjo, 1993; Arab *et al.*, 2011), dentre outros. Todos esses sensores não mencionados fazem uso dos conceitos aqui descritos.

2. AS AMOSTRAS E SUA PREPARAÇÃO

A determinação de qualquer parâmetro de solo está relacionada diretamente com as características do solo em sua condição de trabalho. Dessa forma, as amostras utilizadas para a determinação da curva de retenção de água devem representar do ponto de vista estrutural, de nível de tensões, de teor de umidade e de grau de saturação as condições do solo no projeto de engenharia a ser estudado.

2.1 Trajetórias de sucção e tensão total líquida

Além desses aspectos, devem-se levar em conta as trajetórias de secagem e umedecimento e o nível de sucção associado a essas trajetórias. Assim, a curva de retenção obtida pela trajetória de secagem de uma amostra de solo inicialmente úmida é diferente da curva de retenção obtida pelo umedecimento de uma amostra inicialmente seca, resultando no fenômeno conhecido com histerese. A Figura 1 ilustra a diferença de trajetórias obtidas por ambos os processos. Pode ser observado que o grau de saturação na trajetória de secagem (Ponto A) é maior que o grau de saturação da trajetória de umedecimento para o mesmo valor de sucção (Ponto B).

Em geral, a diferença entre as curvas de retenção de molhagem e de secagem pode ser atribuída a diversos fatores, tais como não uniformidade geométrica dos poros, diferente conectividade espacial dos poros durante os processos de secagem ou umedecimento, variação do ângulo de contato líquido-sólido, que varia em função do tipo de trajetória e ar preso no processo de umedecimento.

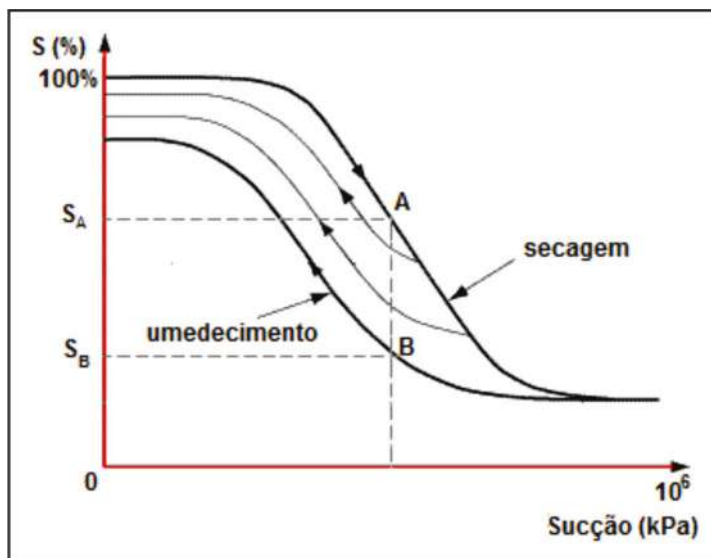


Figura 1 – Diferença entre curvas de retenção de molhagem e secagem

A determinação da curva de retenção na trajetória de secagem é mais comum por ser de mais fácil execução. Apesar dessa constatação, recomenda-se que a trajetória imposta em laboratório reproduza a trajetória de interesse para o problema em vista, aumentando a representatividade da curva assim obtida. Há consideravelmente maior quantidade de curvas de secagem encontradas na literatura quando comparadas com curvas de molhagem. Isso pode causar estranheza, já que os problemas mais comuns relacionados com solos não saturados envolvem trajetórias de molhagem. Pode-se citar, como exemplos, a análise de colapso e expansão de um perfil exposto à molhagem, a análise de estabilidade de taludes sujeitos à infiltração, dentre outros problemas.

Outra prática comum é a determinação da curva de retenção sob tensão total nula, embora exista a possibilidade de se obter a curva sob algum estado de tensão total diferente de zero (e.g., Ng & Pang, 2000). É possível ainda converter a curva obtida sob tensão total nula para uma curva de um determinado estado de tensão (e.g., Vanapalli *et al.*, 1999). Esses procedimentos não serão abordados aqui. De qualquer forma, deve-se ter em mente que a tensão de confinamento causa variações de volume total, que influenciam as propriedades de retenção do solo, como comentado no capítulo anterior. Para solos altamente compressíveis, a avaliação da influência da tensão confinante é particularmente importante.

2.2 Inicialização do estado de corpos de prova e formas de imposição de variações de umidade

Ensaio de determinação de curva de retenção exigem cuidadoso controle e monitoramento do estado do solo no início, durante e ao fim do ensaio. Por estado, entendem-se

as variáveis de estado de tensões (i.e., a sucção e a tensão total líquida) e as variáveis de estado de volume (e.g., os índices físicos).

As condições iniciais são de particular interesse, pois refletem uma condição de referência a partir da qual poderão ser determinados os índices físicos do material em momentos posteriores. Dessa forma, é fundamental que, tanto no caso de solos naturais como compactados, seja determinada a sucção inicial e seu respectivo teor de umidade e grau de saturação. No caso dos solos remoldados, isso deve ser feito caso haja a aplicação de tensão antes do início da determinação da curva de retenção.

A medição do volume total de corpos de prova durante o determinado ensaio, muitas vezes, não é realizada, apesar da sua importância. No caso de ausência de dados de volume total, torna-se impossível o cálculo do teor de umidade volumétrico ou do grau de saturação. Apenas no caso de materiais rígidos, com desprezível variação de volume, pode-se renunciar ao monitoramento das variações de volume a menos. Nessa condição, tanto o grau de saturação quanto o teor de umidade volumétrico podem ser determinados a partir do volume inicial e das variações de volume de água armazenada no solo.

Ensaio em trajetórias de secagem podem ser feitos seguindo-se dois procedimentos:

a) Para a determinação da **curva de secagem a partir da sucção nula**, após a determinação da sucção inicial, deve-se promover a saturação de forma lenta. Isso pode ser feito por meio de uma placa de sucção ou, simplesmente, permitindo-se que a amostra absorva água pela base. No caso de solos expansivos, o procedimento de saturação exige um cuidado adicional. Caso a amostra de solo expansivo possua uma sucção inicial elevada, o processo de saturação poderá gerar trincas. Nesses casos, é recomendada a utilização de vapor frio de água.

b) Para a determinação da **curva de secagem a partir da sucção inicial**, a amostra pode ser submetida ao primeiro ponto de ensaio na condição em que se encontra, e os acréscimos de sucção seguem a partir desse ponto.

Procedimentos equivalentes podem ser seguidos no caso de trajetórias de molhagem. Um procedimento adicional pode ser realizado, no qual algumas amostras são secas e outras são umedecidas a partir da sucção inicial. Nesse caso, a curva de retenção obtida é denominada curva de retenção mista.

Algumas observações se fazem necessárias. Caso não haja como controlar a perda de água durante o processo de aumento de sucção (salienta-se que o controle por meio de bureta não é acurado, principalmente, para a definição da condição inicial), recomenda-se o uso de várias amostras que são removidas para obtenção do teor de umidade a cada ponto.

Deve-se também lembrar que, no caso de solos não coesivos, a manipulação das amostras é pouco viável. Assim, a escolha da técnica de ensaio deve levar em consideração a dificuldade de manutenção da integridade de corpos de prova.

Embora a trajetória de umedecimento não exija, propriamente, uma preparação para a amostra, é importante ressaltar que o processo de umedecimento pode ser bastante agressivo para a amostra. Quando houver a intenção de se determinar a trajetória de umedecimento, a amostra deve ser, no máximo, seca ao ar antes de se iniciar o processo de

umedecimento. Solos arenosos podem perder completamente a sua coesão quando secos ao ar, mas, em geral, não sofrem qualquer problema com a absorção de água. O processo de umedecimento de solos arenosos pode ser feito das seguintes formas: por capilaridade, colocando-se a amostra em contato com uma quantidade determinada de água; ou por aspersão de água diretamente sobre a amostra.

Quando se trata de solos argilosos, a absorção por capilaridade pode levar a uma perturbação da superfície da amostra que está em contato direto com a água. Esse comportamento é mais grave em solos potencialmente expansivos. Sugere-se, nesses casos, utilizar-se vapor de água (de preferência vapor frio) para induzir uma absorção mais lenta. Salienta-se que, mesmo quando não se pretende obter a trajetória de umedecimento, em muitos casos, é necessário induzir um aumento de saturação como explicado anteriormente e, nesse caso, deve-se ter o mesmo cuidado com o processo de absorção de água, mesmo a amostra não estando seca ao ar.

3. MÉTODOS DE DETERMINAÇÃO DA CURVA DE RETENÇÃO

Serão apresentados, a seguir, os quatro métodos mais comuns para a determinação da curva de retenção: a placa de sucção, a placa de pressão, o método do papel filtro e o método do equilíbrio de vapor. Esses métodos se destacam por serem largamente adotados e exigirem equipamentos e recursos laboratoriais relativamente simples. Essas técnicas devem também ser encaradas, em certos casos, como complementares entre si, principalmente com respeito à faixa de sucções possível em cada método.

3.1 Placa de sucção

A placa de sucção, também conhecida como funil de Haines, é recomendada para impor sucções entre 0 e 70 kPa. O limite superior, no entanto, está limitado tanto por condições práticas de laboratório como pela eventual dificuldade em se manter a continuidade hidráulica do sistema. Dessa forma, recomenda-se que o seu uso seja para sucções de até 40 kPa.

A placa de sucção permite, com muita precisão, definir o trecho inicial da curva de retenção, que, em muitos casos, é de fundamental importância para a interpretação da curva da retenção. Não se pode definir previamente, sem se conhecer o tipo de material e sua estrutura, os diversos valores de sucção a serem utilizados no ensaio. Porém, solos mais argilosos tendem a possuir uma sucção de entrada de ar elevada, e isso deve ser levado em consideração na escolha dos valores de sucção a serem impostos.

3.1.1 Princípio de funcionamento da placa de sucção

Para se compreender o princípio de funcionamento da placa de sucção, a Figura 2 serve como referência. Quando não existe fluxo entre os pontos A e B, o sistema está em equilíbrio. Nesse caso, a carga hidráulica em A é igual à carga hidráulica em B. A carga total nos pontos A e B vale:

$$h_{tA} = h_{pA} + h_{aA} \quad (\text{Eq. 1})$$

$$h_{tB} = h_{pB} + h_{aB} \quad (\text{Eq. 2})$$

em que: h_t é a carga total; h_p é a carga piezométrica; h_a é a carga altimétrica; e os subíndices A e B se referem aos dois pontos do sistema.

Considerando-se que as cargas hidráulicas nos pontos A e B são iguais no momento de equilíbrio (i.e., ausência de fluxo) e que a carga piezométrica no ponto B é nula, pode-se determinar a carga piezométrica no ponto A como sendo função da elevação dos pontos A e B, da seguinte forma:

$$h_{pA} = -(h_{aA} - h_{aB}) = -h \quad (\text{Eq. 3})$$

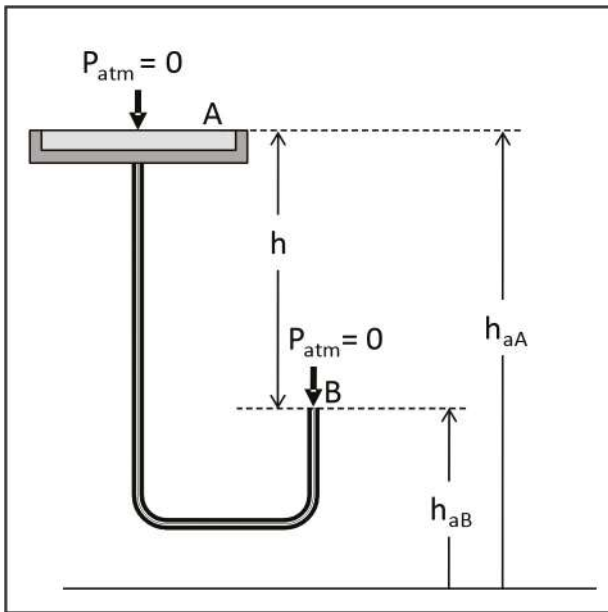


Figura 2 – Esquema da placa de sucção

Tendo-se em vista que exista continuidade hidráulica entre a água do solo colocado sobre o elemento poroso e que o elemento poroso seja capaz de sustentar a pressão negativa (relativa) imposta pela diferença de altura entre a amostra e a saída inferior do sistema, a sucção é dada por:

$$(u_a - u_w) = h\gamma_w \quad (\text{Eq. 4})$$

Considerando-se que, ao longo do próprio corpo de prova, tem-se uma distribuição constante de carga hidráulica ao fim do equilíbrio, a sucção matricial no ponto médio do corpo de prova é dada por:

$$(u_a - u_w)_m = \left(h + \frac{h_{cp}}{2} \right) \gamma_w \quad (\text{Eq. 5})$$

em que: $(u_a - u_w)_m$ é a sucção matricial média aplicada ao corpo de prova; e h_{cp} é a altura do corpo de prova.

Apesar de a altura do corpo de prova típica ser relativamente pequena, no caso de baixas sucções, impostas por pequenos desníveis h , é recomendável considerar-se a sucção no ponto médio. É importante também comentar que a forma de imposição de sucção, por meio do desnível entre os pontos A e B, impõe, ao sistema, uma limitação física. Uma sucção de 50 kPa, por exemplo, exigiria um desnível de 5 m, o que, geralmente, não é viável no espaço físico de um laboratório típico. As sucções normalmente impostas raramente ultrapassam 20 kPa, correspondendo, aproximadamente, a 2 m de desnível.

Outro comentário importante é que, de acordo com o princípio de funcionamento do sistema da placa de sucção, a precisão da sucção matricial imposta é proporcional à precisão da medição do desnível entre os pontos A e B. Se o desnível for medido com precisão de 1 mm, o que é perfeitamente viável, tem-se um sucção matricial imposta cujo valor tem uma precisão de aproximadamente 0,01 kPa.

3.1.2 O equipamento de placa de sucção

A Figura 3 ilustra a placa de sucção e seus detalhes. A placa de sucção consiste em um elemento poroso devidamente saturado, com um valor de entrada de ar compatível com a sucção máxima a ser imposta. Considerando-se o limite físico imposto pelo desnível possível entre os pontos A e B, pode-se afirmar que cerâmicas com valor de entrada de ar superiores a 20 kPa são adequadas. Não é conveniente empregar elementos porosos com valores de entrada de ar desnecessariamente elevados, pois tais elementos teriam reduzida permeabilidade, elevando o tempo necessário para saída de água drenada pelo solo e o tempo de equilíbrio do sistema.

Conforme ilustra a Figura 3, o elemento poroso é colocado sobre um compartimento totalmente preenchido por água e esse compartimento é conectado a um tubo flexível, tendo, na sua extremidade, um regulador de nível. Esse regulador mantém o nível de saída de água em uma cota qualquer, escolhida em função da sucção matricial necessária. O esquema da Figura 3 pode ser realizado com múltiplos corpos de prova do mesmo ou de diferentes materiais. Infelizmente, apenas a curva de retenção de secagem pode ser medida. A medição da umidade de equilíbrio é feita retirando-se os corpos de prova para pesagem ao fim de cada estágio de aplicação de sucção e a partir da massa de sólidos, determinada, ao fim do ensaio, pelo método da estufa. Pode-se citar, como desvantagem desse procedimento, a possibilidade de perda de solo desagregado durante a manipulação dos corpos de prova.

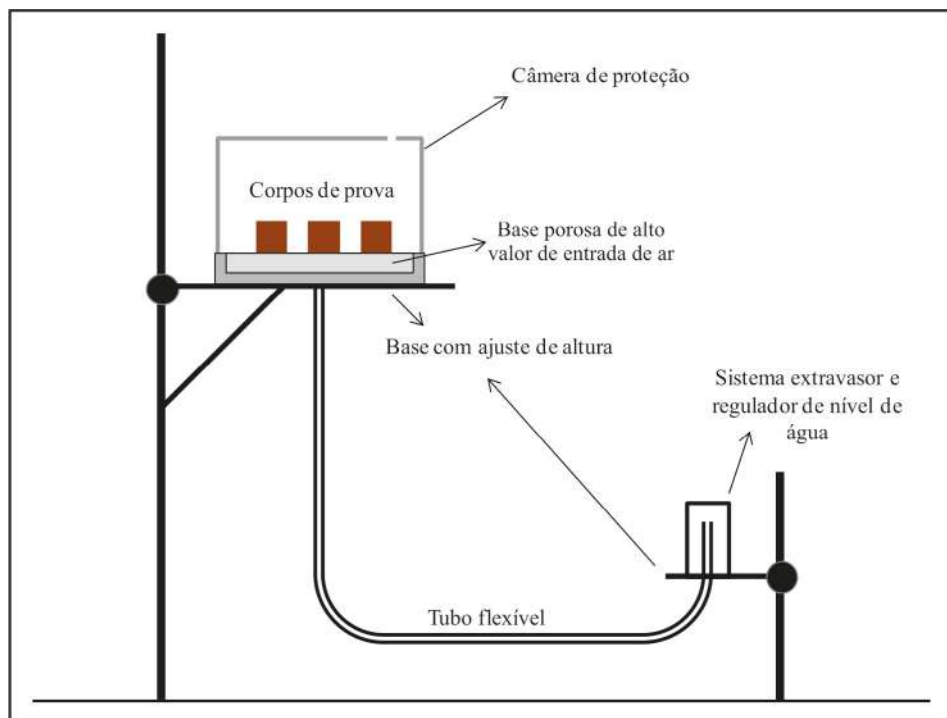


Figura 3 – Detalhe da placa de sucção

3.1.3 Procedimento de ensaio de placa de sucção

O procedimento de ensaio de placa de pressão utilizando-se o esquema da Figura 3 (sem o emprego de bureta) envolve os passos descritos a seguir:

- As amostras são coletadas em anéis cilíndricos e devem ser representativas da estrutura e textura do solo em caso de solos indeformados.
- Retirar a placa porosa do aparelho e deixá-la saturando submersa em água destilada durante 24 horas.
- Conectar a base, o tubo flexível e o frasco extravasor, que serão preenchidos com água destilada e deaerada, tomando-se cuidado para se eliminarem as bolhas de ar que, porventura, tenham surgido durante esse processo. O processo de saturação de toda a tubulação é fundamental e trabalhosa. Deve-se utilizar água quente, inicialmente fervida e mantida acima dos 30°C. Esse procedimento facilita a absorção de eventuais bolhas de ar aprisionadas nas paredes do sistema.
- Encaixar a placa já saturada na cavidade (destinada para ela) no aparelho e colocar o solo assente na placa. Saturar a amostra por capilaridade, levantando-se o nível do frasco extravasor a uma altura superior ao do solo. Finalmente, colocar a câmara de proteção para evitar evaporação, porém, certificando-se de que o solo estará sob pressão atmosférica.

- O tempo para a saturação é de, aproximadamente, 24 horas ou de até de 36 horas para solos de textura argilosa. Depois de saturado, colocar o nível superior do frasco extravasor coincidente com o nível de contato placa-solo (h_{aA}). Nesse processo, começará a sair água em excesso do frasco. Esse nível será o inicial ($h = 0$ cm).

- Para o processo de secagem, as magnitudes de pressão aplicadas dentro da câmara serão em ordem crescente. Em cada estágio, durante o ensaio, a água da amostra flui pelo frasco até que seja atingido o equilíbrio de carga hidráulica no sistema.

- A partir do momento em que não for observado mais gotejamento de água, a massa da amostra é registrada pela sua pesagem e utilizada no cálculo do teor de umidade mediante a seguinte expressão.

$$w(\%) = 100 \times \frac{M_{su} - M_{ss}}{M_{ss}} \quad (\text{Eq. 6})$$

$$\theta(\%) = 100 \times \frac{M_{su} - M_{ss}}{M_{ss}} \frac{\rho_d}{\rho_w} \quad (\text{Eq. 7})$$

em que: $w(\%)$ e $\theta(\%)$ representam as umidades gravimétrica e volumétrica, respectivamente; M_{su} e M_{ss} , as massas do solo úmido para cada equilíbrio de umidade e massa do solo seco, respectivamente; ρ_d e ρ_w , as massas específicas do solo seco e da água, respectivamente.

Cabe ressaltar que a massa seca do solo (M_{ss}) é obtida no final do ensaio, colocando-se a amostra em estufa a 105°C durante 24h, após equilíbrio da última sucção desejada para esse teste.

3.2 Placa de pressão

As limitações experimentais encontradas em certos equipamentos, como a placa de sucção e tensiômetros, estão, principalmente, relacionadas à dificuldade de se controlar e/ou medir pressões negativas devido ao fenômeno denominado cavitação.

A placa de pressão é um equipamento capaz de contornar essas dificuldades, aplicando uma mudança do referencial de pressão de ar de modo a levar a pressão da água a valores acima do zero absoluto. Essa mudança de referencial chama-se translação de eixo. Essa técnica foi introduzida no meio Geotécnico por Hilf (1956).

3.2.1 Princípio de funcionamento da placa de pressão

A diferença entre a pressão do ar (u_a) e da água (u_w) nos poros do solo induz à formação dos meniscos. A técnica da translação de eixos considera que, mantendo-se a diferença entre as pressões, não há alteração do raio do menisco e, portanto, não existe variação de sucção. Em outras palavras, sendo a sucção matricial, ($u_a - u_w$), uma variável de estado de tensão do solo, iguais valores de sucção matricial causados por diferentes combinações de valores de u_a e u_w possuem o mesmo efeito no solo, resultando no mesmo teor de umidade.

Levando-se em consideração que os componentes de pressão da sucção inicial de um solo podem ser representados por um ponto P (u_{a1} versus u_{w1}) em um eixo cartesiano, tal como ilustrado na Figura 4, a técnica de translação de eixos consiste no deslocamento do referencial de pressão (u_{a1} igual à pressão atmosférica), aumentando artificialmente a pressão do ar existente nos poros do solo. Supondo-se que o acréscimo de pressão de ar (u_{a2}) produza também uma magnitude equivalente na pressão de água (u_{w2}), a origem do sistema de coordenadas inicial (O) será transladado para uma nova origem (O'). Dessa forma, ter-se-á o ponto P de coordenadas (u_w, u_a) em relação ao sistema de referência original e coordenadas (u_{w1}, u_{a1}) em relação ao novo sistema.

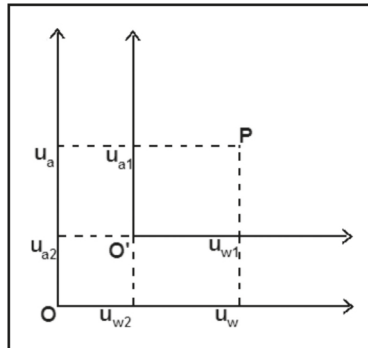


Figura 4 – Representação da translação de eixos

Relacionando-se (u_w, u_a) com (u_{w1}, u_{a1}), tem-se:

$$u_w = u_{w1} + u_{w2} \quad (\text{Eq. 8})$$

$$u_a = u_{a1} + u_{a2} \quad (\text{Eq. 9})$$

Dado que u_{w2}, u_{a2} , podem-se relacionar as duas expressões acima, resultando em:

$$u_a - u_w = u_{a1} + u_{w1} \quad (\text{Eq. 10})$$

Assim, ao se elevar a pressão de ar, também será aumentada a pressão na água, permanecendo sempre a diferença ($u_a - u_w$), que representa a sucção do solo. A pressão da água nos poros poderá atingir valores admissíveis pelo equipamento sem que ocorram problemas de cavitação.

Na Geotecnia, além da curva de retenção, a técnica da translação de eixos pode ser aplicada em vários tipos de equipamentos, tais como edômetro, compressão triaxial e cisalhamento direto.

3.2.2 O equipamento de placa de pressão

O equipamento consiste em uma câmara que deve ser hermeticamente fechada e que contém, no seu interior, uma placa porosa de elevada pressão de entrada de ar. Esse sis-

tema permite o controle da sucção pelo método de translação de eixos. A Figura 5 ilustra uma das possibilidades para o equipamento de placa de pressão. A placa de pressão, quando realizada na configuração apresentada na Figura 5, é conhecida também como “painel de Richards”, em homenagem ao cientista que a introduziu, na década de 1930.

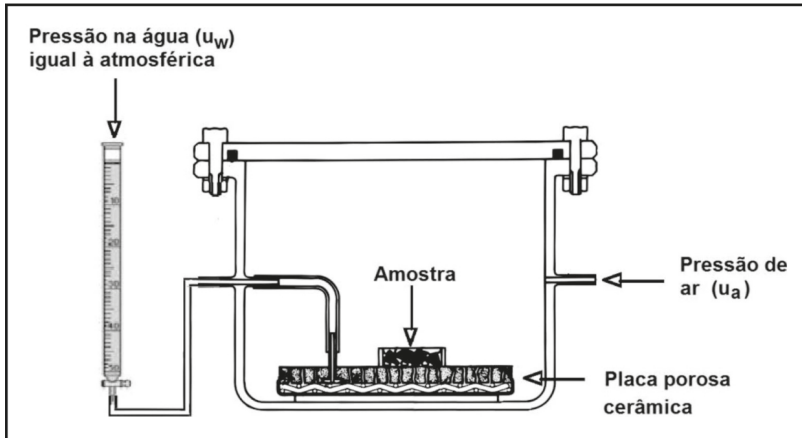


Figura 5 – Esquema do equipamento de placa de pressão

A câmara possui um duto que permite a aplicação da pressão de ar (também é possível utilizar nitrogênio) dentro da câmara. Uma vez aplicada a pressão de ar desejada, a água da amostra é expulsa através da placa porosa em direção da bureta. A magnitude da sucção equivale à pressão de ar aplicada artificialmente quando se mantém a água sob pressão atmosférica, ou seja, a sucção é a diferença entre a pressão de ar aplicada e a pressão da água na amostra.

O ar sob pressão do interior da câmara não escapa através do elemento poroso graças às suas características de retenção da água. O elemento poroso não permitirá a passagem do ar, contanto que a pressão de entrada de ar não seja atingida. Dessa forma, deve-se ter em mente o nível de sucção que se deseja aplicar ou controlar para que seja utilizado o elemento poroso adequado.

Existem materiais cerâmicos disponíveis de forma comercial e também fabricados em centros de pesquisa (e.g. Marinho *et al.*, 2006), desde valores baixos, como 100 kPa, e que podem atingir valores de entrada de ar de até 1500 kPa. Por isso, considera-se, de forma geral, que o limite prático de sucção matricial do ensaio de placa de pressão é, aproximadamente, de 1500 kPa. Existe outro fator que determina tal limite: quanto maior o valor de entrada de ar do elemento poroso, menor o tamanho dos seus poros e menor sua permeabilidade. A permeabilidade desses materiais pode se tornar tão baixa, que tempos de equilíbrio tendem a se tornar inviáveis.

Desse modo, para diminuir-se o tempo de equilíbrio, deve-se sempre empregar elementos porosos cujos valores de entrada de ar não ultrapassem a faixa de sucções desejada. Como orientação geral, indicam-se elementos de 100 kPa para areia, 300 kPa para siltes, e 500 a 1500 kPa para argilas. Argilas porosas, como solos compactados com bai-

xa energia ou certos solos tropicais, podem ter características hidráulicas semelhantes a areias, de forma que a recomendação acima não se aplica em todos os casos. Vaz *et al.* (2021) apresentam uma avaliação detalhada dos fatores que interferem no tempo de equilíbrio e oferecem um método para estimativa preliminar do tempo de equilíbrio, permitindo melhor planejamento de ensaios.

Assim como no caso da placa de sucção, o sistema da placa de pressão pode ser empregado de duas formas principais: 1) com o uso de múltiplos corpos de prova e acompanhamento de seus teores de umidade com base da periódica pesagem de corpos de prova; ou 2) com o uso de um único corpo de prova. No primeiro caso, esse procedimento é seguido em materiais com baixa coesão e que não podem ser manipulados a cada estágio de sucção. O teor de umidade é medido com a retirada de um corpo de prova por sucção aplicada. A segunda alternativa é usada para materiais coesivos, nos quais a manipulação dos corpos de prova pode ser feita sem que haja perda de material. Nesse caso, tanto o peso quanto o volume do corpo de prova devem ser determinados de modo a permitir a determinação de parâmetros relacionados com volume (i.e., grau de saturação, teor de umidade volumétrico e índice de vazios).

3.2.3 Procedimento de ensaio de placa de pressão

As amostras são, em geral, talhadas ou moldadas em anéis cilíndricos de modo a se conhecer o volume inicial do material. A placa porosa deve ser completamente saturada, bem como todo o sistema de condução de água.

Como comentado anteriormente, o processo mais comum para a determinação da curva de retenção é por secagem, sendo que, nesse caso, é necessário que a amostra seja saturada no início do ensaio. A saturação nem sempre é uma tarefa fácil, em particular, se o solo varia de volume durante a absorção de água. Caso sejam utilizados outros métodos para a obtenção da curva de retenção, a fase de saturação pode acontecer anteriormente. A saturação deve ser feita de maneira lenta para evitar mudanças drásticas nas tensões internas dos corpos de prova, que podem provocar alteração estrutural. A saturação diretamente na placa de pressão pode demorar mais do que na placa de sucção devido à menor condutividade hidráulica da placa porosa usada. Deve-se monitorar a entrada de água para a amostra de modo a avaliar a condição de equilíbrio na saturação. Após a saturação, determina-se a massa e as dimensões da amostra, retornando-se os corpos de prova para a placa porosa. O contato entre a água do solo e a água do elemento poroso é fundamental para o processo de migração de água. Quando houver dúvidas sobre o contato, deve-se utilizar uma fina camada de sílica sobre o elemento poroso de modo a melhorar o contato. Essa sugestão aplica-se também à placa de sucção.

As magnitudes de pressão aplicadas dentro da câmara são em ordem crescente no caso da trajetória de secagem. A definição dos valores de sucção a serem utilizados depende de diversos fatores. Solos mais arenosos exigem uma melhor definição para baixos valores de sucção. Outro aspecto importante na definição das sucções é a definição da entrada de ar do solo. Na maioria dos casos, recomenda-se a escolha de sucções que sejam distribuídas uniformemente na escala logarítmica, a exemplo do que se faz quando da seleção das tensões em um ensaio de adensamento. Sucções com valores aproximadamente dobrados a cada estágio produzem uma distribuição relativamente uniforme.

Em cada estágio de sucção matricial, a água da amostra flui para o reservatório até o equilíbrio ser atingido. Tendo em vista que a placa de pressão é, em geral, um sistema aberto, sempre haverá troca de água entre a amostra e o sistema (*e.g.*, Oliveira & Marinho, 2006). Para se estabelecer o momento final de um estágio de sucção, deve-se determinar a massa das amostras sucessivamente ou inferir o equilíbrio por meio das medições na bureta. A determinação do teor de umidade é feita retrocalculando-se as umidades ao final do ensaio após a amostra ser colocado na estufa, conforme descrito anteriormente.

3.3 Método do papel filtro

A técnica do papel filtro é, certamente, a mais simples e econômica de todas as técnicas para se medir sucção do solo em uma faixa de sucção de 10 a 100.000 kPa. A simplicidade, muitas vezes, leva à falta de cuidado na adoção da técnica, e isso leva a erros que são, em geral, atribuídos à técnica, quando, na realidade, são fruto de erros de operação. A qualidade dos resultados depende da aplicação rigorosa da metodologia pelo usuário.

A medição da curva de retenção (e da sucção) utilizando papel filtro não consiste em uma forma controlada de impor sucções, como era o caso dos métodos anteriores. Na verdade, o método oferece uma maneira de determinar sucções que são correspondentes às variações previamente impostas de teor de umidade. Apesar dessa importante diferença metodológica, o método do papel filtro oferece uma forma igualmente válida para a obtenção de curvas de retenção.

3.3.1 Princípio do método do papel filtro

A técnica consiste na utilização de papéis filtro (do tipo quantitativos) como instrumentos de medida para a quantificação indireta da sucção matricial e/ou total do solo.

Quando um solo é colocado em contato com um material poroso que possua capacidade de absorver água, esta passará do solo para o papel até que o equilíbrio seja alcançado. A sucção matricial é medida quando o fluxo ocorre por capilaridade com contato direto através das partículas do solo e o papel, pois apenas tensões capilares são vencidas nesse processo. Por outro lado, a sucção total é medida se o fluxo ocorre em forma de vapor sem contato entre o solo e o material poroso, já que são vencidas as forças osmóticas e capilares que retêm a molécula de água. A Figura 6 ilustra um esquema dos arranjos utilizados para medição da sucção matricial e total.

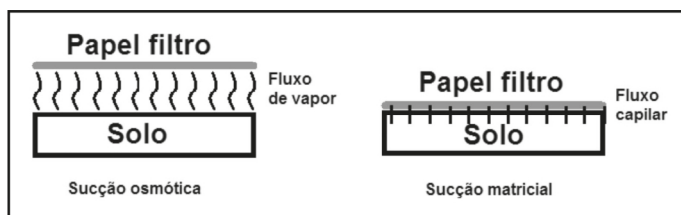


Figura 6 – Tipos de fluxo da água da técnica do papel filtro: a) sem contato; e b) com contato

Tendo-se a relação entre sucção e umidade do material poroso (calibração), a sucção do solo pode ser obtida referindo-se à curva de calibração. O estado de equilíbrio fornece a mesma sucção no solo e no material poroso, porém, com umidades diferentes. O tempo de equilíbrio é um fator de extrema importância para a obtenção da sucção correta. Sempre deve ser utilizado papel filtro “quantitativo”. O papel filtro mais usado é o Whatman N° 42.

Os papéis devem ser usados diretamente da caixa, que deve ser mantida em local protegido de umidade (no estado seco ao ar) (e.g., Fawcett & Collis-George, 1967; McQueen & Miller, 1968; Chandler & Gutierrez, 1986; Marinho & Oliveira, 2006). Já a norma americana ASTM-D5298-92 sugere que o papel filtro seja seco em estufa por, no mínimo, 16 horas antes do uso. Apesar do procedimento de secagem ser citado em norma, não há consenso no meio técnico-científico, já que esse procedimento pode afetar as características de absorção do papel, resultando na alteração da curva de calibração.

3.3.2 Materiais empregados para execução da técnica de papel filtro

Os seguintes materiais são empregados na determinação da curva de retenção pela técnica do papel filtro:

- papel filtro Whatman N° 42 ou qualquer papel filtro quantitativo devidamente calibrado;
- filme de PVC e alumínio;
- tela de *nylon* de 1 a 5 mm de abertura,
- pinças, tesoura, luvas de látex, fita adesiva plástica;
- sacos herméticos auto selantes;
- caixa térmica;
- balança analítica de 0,0001g de precisão com câmara de pesagem;
- estufa.

3.3.3 Procedimento de ensaio com papel filtro

Para a medição da sucção matricial, o papel filtro deve ser colocado diretamente sobre a superfície da amostra, com o objetivo de entrar em contato com a água dos poros. Nesse caso, não haverá eventuais diferenças entre a característica da água transferida ao papel e a água do solo, sendo o fluxo apenas devido a fenômenos capilares. Caso seja necessário, pode-se utilizar um papel intermediário entre o solo e o papel de medição para evitar que solo fique aderido ao papel utilizado na medição da sucção.

Para a medição da sucção total, o papel deve ser colocado com um espaçador que garanta a troca de umidade apenas por vapor, sem permitir o contato da água do solo com o papel. Nesse caso, a água que migrará para o papel terá características diferentes da água do solo já que os eventuais sais não são transferidos para o papel por vapor. O espaçador deve ser de material não absorvente, que permita a livre passagem do vapor e que não possa sofrer oxidação. Recomenda-se um espaçador de, no máximo, 4 mm de altura, de forma a minimizar o tempo de equilíbrio.

Em todos os casos, o tamanho do papel deve ser o maior possível de modo a maximizar a precisão das medições de umidade do papel. Após a colocação do papel o solo, os conjuntos solo-papel filtro devem ser embrulhados em filme de PVC, seguidos de filme de alumínio, de modo a se evitar perda ou ganho de umidade para o meio externo. O conjunto deve ser protegido com um filme plástico que deve manter o papel firme contra o solo, no caso da medição de sucção matricial, e segurando-se o papel contra a tela, no caso de medição de sucção total.

É possível se fazer a medição da sucção matricial e total na mesma amostra, podendo-se inclusive utilizar as laterais do corpo de prova, caso haja espaço suficiente. Saliencia-se que o tempo de equilíbrio deve ser controlado pela sucção total, como se verá adiante.

No momento da remoção do papel filtro, o processo deve ser o mais rápido possível e as camadas de filme plástico e de alumínio não podem criar obstáculos à remoção rápida do papel. Os papéis devem ser removidos com uso de pinça. As amostras devem ser deixadas em repouso numa caixa de isopor e em ambiente com temperatura constante ($\pm 1^\circ\text{C}$).

O tempo de equilíbrio para as medições de sucção matricial é de sete dias, independentemente do nível de sucção a ser medido. Contudo, no caso de medições de sucção total, o tempo de equilíbrio varia com o nível de sucção. Sugerem-se os tempos indicados na Tabela 1 para o equilíbrio do sistema.

Tabela 1 – Tempos de equilíbrio para sucção total (Marinho, 1994)

Sucção Total (kPa)	Tempo de equilíbrio (dias)
0 - 100	Mais de 30
100 - 250	30
250 - 1000	15
1000 - 3000	7

Após o tempo de equilíbrio, os papéis são retirados com auxílio de uma pinça para determinação do teor de umidade do papel. A retirada do papel exige extremo cuidado. O papel deve ser transferido para um saco plástico autosselante em menos de 4 segundos. A massa do papel, após a sua retirada do sistema, é feita utilizando-se uma balança com resolução de 0,0001g. Após a determinação da massa, o papel é colocado na estufa para secagem (tempo mínimo de 2 horas a 105°C). A retirada do papel da estufa também deve ser rápida e com o uso de pinça, e o papel deve ser acondicionado em saco plástico hermético, com a sua respectiva tara previamente determinada. Esse procedimento é particularmente importante. Pequenos erros de determinação de massa pela balança são cancelados quando a determinação da massa do papel é feita a partir da subtração da massa do saco plástico hermético da massa do conjunto papel filtro mais seu contêiner. No caso da balança de alta precisão empregada, pequenos erros causados por variações térmicas ou mesmo por desnível imperceptível da balança podem ser facilmente eliminados por esse procedimento.

Com a determinação do teor de umidade do papel, utiliza-se a equação de calibração para se obter a sucção. Com o uso do papel filtro qualitativo Whatman 42, sugere-se a aplicação das equações a seguir (Chandler *et al.*, 1992):

Para $W_{\text{papel}} \leq 47\%$,

$$\text{Sucção(kPa)} = 10^{4,84-0,0622w(\%)} \quad (\text{Eq. 11})$$

Para $W_{\text{papel}} > 47\%$,

$$\text{Sucção(kPa)} = 10^{6,05-2,48 \log(w(\%))} \quad (\text{Eq. 12})$$

Deve-se ressaltar que, no caso de um laboratório de pesquisa com experiência na execução de ensaios de papel filtro, recomenda-se sempre a determinação da curva de calibração, sendo tal curva medida especificamente para o lote utilizado e considerando-se as condições e os procedimentos particulares do laboratório.

As amostras devem ser pesadas e medidas (determinação da variação de volume) após a retirada do papel. Em seguida, as amostras são submetidas à variação de umidade por secagem ou por umedecimento, dependendo da trajetória seguida. Para o caso de umedecimento, deve-se esperar 24h com a amostra envolta em filme plástico e de alumínio antes de se colocar novamente os papéis filtro. O valor da sucção medida será associado ao teor de umidade nessa condição, que é calculado quando a amostra é levada à estufa no final do processo.

Após a alteração da umidade, coloca-se, novamente, o papel filtro na amostra (sucção total e/ou matricial) e procede-se como descrito anteriormente. A determinação do final do processo do uso do papel depende do uso que será dado à curva de retenção. Sugere-se, no entanto, que a amostra seja deixada secar ao ar por alguns dias, medindo-se a umidade relativa do ar. Esse procedimento permite a determinação de um ponto da curva de retenção com uma sucção elevada que ajuda na definição final da curva, colaborando para a determinação do grau de saturação residual. A determinação da sucção com base na umidade relativa é feita utilizando-se a expressão apresentada no item a seguir.

3.4 Método por equilíbrio de vapor

O método do equilíbrio de vapor é baseado em uma forma de imposição de sucção total, sendo possível a aplicação de valores de sucção relativamente elevados, conforme será visto a seguir.

3.4.1 Princípio do método por equilíbrio de vapor

O método consiste em determinar a sucção total por meio da umidade relativa do ar (UR). A umidade relativa do ar é a relação entre a pressão parcial de vapor do ar (p_v) e a pressão parcial de saturação de vapor do ar (p_{v0}):

$$UR = \frac{p_v}{p_{v0}} \quad (\text{Eq. 13})$$

A pressão parcial de saturação corresponde à máxima pressão parcial possível, de forma que ofertas adicionais de umidade ao ar não se transformariam em vapor, havendo condensação. O valor de p_{v0} depende da temperatura, podendo ser determinado pela seguinte expressão, resultado do ajuste de um polinômio aos dados publicados por Kaye e Laby (1995):

$$P_{v0} = 2,200 \times 10^{-9} T^5 + 3,385 \times 10^{-7} T^4 + 1,741 \times 10^{-5} T^3 + 1,723 \times 10^{-3} T^2 + 4,144 \times 10^{-2} T + 0,618 \quad (\text{Eq. 14})$$

em que: T é a temperatura, em graus Celcius. A uma temperatura de 20°C, por exemplo, a pressão parcial de saturação de vapor é igual a 2,3384 kPa.

A relação entre a umidade relativa do ar e a sucção total é dada pela expressão:

$$\psi = -\frac{\gamma_w RT}{Mg} \ln(\text{UR}) \quad (\text{Eq. 15})$$

em que: ψ representa a sucção total, em kPa; γ_w é o peso específico da água em kN/m³; R é a constante universal dos gases perfeitos (8,3143 J mol⁻¹ K⁻¹); T é a temperatura, em K; M é a massa molecular da água (0,018016 kg mol⁻¹); e g é a aceleração gravitacional (9,807 m s⁻²).

Considerando-se a determinação da sucção em um ambiente a 20°C, a seguinte expressão é obtida:

$$\Psi = -135.055 \ln(\text{UR}) \quad (\text{Eq. 1})$$

O método de imposição de sucção pode ser utilizado sempre que se for capaz de induzir uma umidade relativa em um ambiente e a amostra de solo esteja em equilíbrio com ele. O uso de soluções saturadas é a forma mais fácil de se impor uma umidade relativa. A Tabela 2 apresenta as substâncias e a respectiva umidade relativa obtidas com soluções saturadas para três temperaturas. Outra alternativa é o emprego de ácidos.

Para a acomodação de amostras com a solução salina, qualquer tipo de recipiente pode ser utilizado, desde que seja hermético, mantenha pressão atmosférica e esteja em local sem variação significativa de temperatura. A Figura 7 ilustra um arranjo possível utilizado para o ensaio. As amostras de solos podem ser colocadas em um dessecador contendo a solução aquosa selecionada. De acordo com as propriedades físico-químicas desse composto, uma determinada umidade relativa é imposta dentro do dessecador. Mudanças de teor de umidade ocorrem por transferências de vapor entre a solução e a amostra, e uma determinada sucção é aplicada na amostra quando o equilíbrio de vapor é atingido. A sucção resultante corresponde à sucção total (matricial e osmótica), pois a água é transferida isenta de solutos. É possível a utilização de soluções diluídas para se obter, com o mesmo composto, umidades relativas diferentes.

Tabela 2 – Valores de umidade relativa de equilíbrio para algumas soluções salinas saturadas (Modificado de ASTM E104 - 02, 2012)

Composto	Fórmula	°C		
		20	25	30
Cloreto de lítio	$\text{LiCl} \cdot \text{H}_2\text{O}$	$11,3 \pm 0,3$	$11,3 \pm 0,3$	$11,3 \pm 0,2$
Acetato de potásio	$\text{KC}_2\text{H}_3\text{O}_2$	$23,1 \pm 0,3$	$22,5 \pm 0,3$	$21,6 \pm 0,5$
Cloreto de magnésio	$\text{MgCl}_2 \cdot 6\text{H}_2\text{O}$	$33,1 \pm 0,2$	$32,8 \pm 0,2$	$32,4 \pm 0,1$
Carbonato de potásio	$\text{K}_2\text{CO}_3 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$	$43,2 \pm 0,3$	$43,2 \pm 0,4$	$43,2 \pm 0,5$
Nitrato de magnésio	$\text{Mg}(\text{NO}_3)_2 \cdot 6\text{H}_2\text{O}$	$54,4 \pm 0,2$	$52,9 \pm 0,2$	$51,4 \pm 0,2$
Cloreto de sódio	NaCl	$75,5 \pm 0,1$	$75,3 \pm 0,1$	$75,1 \pm 0,1$
Cloreto de potásio	KCl	$85,1 \pm 0,3$	$84,3 \pm 0,3$	$83,6 \pm 0,3$
Cloreto de bário	$\text{BaCl}_2 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$	91 ± 2	90 ± 2	89 ± 2
Nitrato de potásio	KNO_3	$94,6 \pm 0,7$	$93,6 \pm 0,6$	$92,3 \pm 0,6$
Sulfato de potásio	K_2SO_4	$97,6 \pm 0,5$	$97,3 \pm 0,5$	$97,0 \pm 0,4$

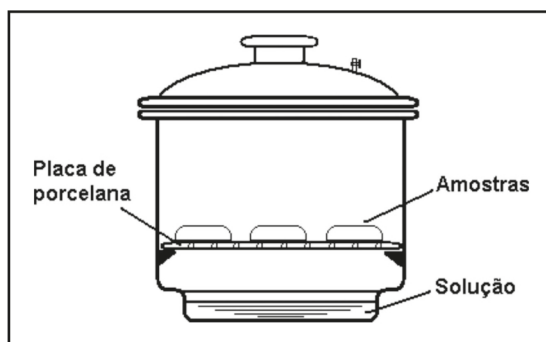


Figura 7 – Arranjo utilizado para o método de equilíbrio de vapor

Essa técnica, além de ser utilizada como medida padrão de referência e como calibração de outros equipamentos, pode ser empregada na determinação de pontos da curva de retenção de água no solo, com a vantagem de impor sucção sob condições naturais, não sendo aplicada pressão nenhuma na fase gasosa, como no ensaio de placa de pressão. No entanto, devido à transferência de umidade ser pela fase gasosa, é necessário maior tempo para estabelecer equilíbrio termodinâmico, sendo cada vez maior quando a umidade relativa a ser imposta dentro do dessecador se aproxima a 100%. Os mesmos tempos de equilíbrio sugeridos para o papel filtro podem ser utilizados nessa técnica. Salienta-se que o tamanho e a quantidade de amostras pode afetar o tempo de equilíbrio.

Visto que, no interior do dessecador, a temperatura influencia na movimentação das moléculas de água e, conseqüentemente, na magnitude da pressão de vapor, é necessário que, para o equilíbrio termodinâmico, exista uma temperatura constante. Por essa razão, recomenda-se que o ensaio seja conduzido num ambiente climatizado com faixa de varia-

ção de $\pm 0,1^{\circ}\text{C}$ para, assim, obterem-se umidades reativas com variações de, aproximadamente, $\pm 0,5\%$ (ASTM E104-85). Mesmo que não se tenha um sistema automatizado de controle de temperatura, a colocação do sistema em caixa de isopor com uma parede de, aproximadamente, 10 cm impede variações de temperatura maiores que $0,5^{\circ}\text{C}$, que, para os fins de determinação de curva de retenção, considera-se adequado.

3.4.2 Materiais necessários pelo método do equilíbrio de vapor

Os ensaios exigem os seguintes materiais:

- Dessecador ou outro recipiente hermético, de material resistente à corrosão e não higroscópicos.
- Solução salina saturada, preparadas previamente a partir de reagentes, e água pura decorrente de destilação (osmose reversa ou similar).
- Balança com resolução de 0,001g para pesagem das amostras de solo ou preparação de soluções com ácido sulfúrico.
- Estufa com termostato regulador que permite manter a temperatura entre 105 e 110°C .

3.4.3 Procedimento de ensaio utilizando a técnica de equilíbrio de vapor

Preparação da solução saturada aquosa

Para a solução aquosa, podem ser utilizados diferentes produtos, como ácido sulfúrico ou sais (cloretos). Por facilidade de manipulação e segurança, geralmente, são preferidas as soluções salinas saturadas. No entanto, deve-se considerar que sempre será necessário tomar cuidados ao se manusear tanto sais como ácidos, sendo recomendável a manipulação desses produtos em capelas e com máscaras de proteção. Também se deve levar em conta que esses produtos poderão ser perigosos e que seu descarte deve ocorrer em locais apropriados a esse fim.

Recomendações para a preparação de soluções salinas

A escolha do tipo de solução é função da sucção desejada (Tabela 2). O cálculo da sucção a partir da umidade relativa imposta no dessecador é dado pela Equação 16. Deve-se adicionar água destilada ao sal em incrementos de 2 ml até que o sal não apresente mais capacidade de absorção. Uma vez preparada a solução, deverá ser colocada uma camada de 4 cm de espessura no fundo do dessecador – isso para sais que produzam valores mais elevados de umidade relativa. Caso contrário, será necessária apenas uma camada de 1,5 cm. Logo, tampar o dessecador e esperar a equalização da temperatura por, pelo menos, uma hora antes da utilização. Outros recipientes inertes podem ser utilizados, criando-se um volume menor de ar no seu interior.

Preparação do corpo de prova

A preparação das amostras é similar à dos outros métodos já abordados, porém, deve ser levado em consideração que o emprego de corpos de prova grandes e em maior número no mesmo sistema poderá aumentar consideravelmente o tempo de equilíbrio de vapores.

É desejável que as mesmas amostras sejam reutilizadas para cada estágio de sucção (em todos os métodos), porém, devido ao elevado tempo de equilíbrio que determinados tipos de solos e soluções induzem, outras amostras poderão ser ensaiadas em outros dessecadores ao mesmo tempo. Deve-se, no entanto, garantir a homogeneidade e representatividade das amostras em todos os casos. Esse aspecto se aplica para as demais técnicas de determinação da curva de retenção de água, em particular, no caso de areias e materiais sem coesão.

Cuidados deverão ser tomados com a manipulação para a colocação das amostras dentro do dessecador. Amostras saturadas (como as do início da curva pelo processo de secagem) podem drenar o excesso de água, contaminando a solução, ou amostras muito secas (como as do início da curva pelo processo de umedecimento) podem se desagregar e também contaminar a solução ou falsear os resultados devido à sua falta de integridade.

Colocadas as amostras, o dessecador deve ser tampado hermeticamente. A variação de umidade será controlada por pesagem sucessiva até a constância de peso. A periodicidade da pesagem será estabelecida pelo operador, levando-se em consideração que períodos muito curtos poderão atrapalhar a transferência de água em forma de vapor entre duas leituras consecutivas.

Alcançado o equilíbrio de umidade em cada estágio de sucção, o teor de umidade de equilíbrio será calculado de forma similar ao item 3.1.3.

3.5 Outros métodos

Apesar de os quatro métodos de determinação da curva de retenção aqui apresentados serem os mais difundidos no meio técnico e científico, existem outras formas de determinação de curvas de retenção, que não serão tratadas aqui, mas que merecem citação. Romero (2001) apresenta uma revisão das diversas técnicas de aplicação de sucção por fluxo líquido e de vapor, fazendo referência a algumas técnicas não tratadas aqui.

Fluxo osmótico

O método consiste na aplicação de sucção matricial por meio do fluxo osmótico a partir de uma solução de polietileno glicol (PEG) com potencial conhecido (tipicamente PEG 20000 ou 30000) através de uma membrana semipermeável de celulose. Esse método possui semelhanças com método da placa de pressão, diferenciando-se apenas na forma de imposição da sucção.

Potenciômetro de ponto de orvalho

Esse método consiste no emprego de potenciômetros de ponto de orvalho (Campbell *et al.*, 1973) para a determinação da sucção total do solo. O método se diferencia do emprego de psicômetros à medida que potenciômetros de ponto de orvalho não sofrem das severas limitações decorrentes da exigência de controle de temperatura durante o emprego de psicômetros. A aplicação prática desse método assemelha-se, do ponto de vista de execução, ao método do papel filtro (sem contato), diferenciando-se apenas na forma de determinação da sucção.

Ensaio de coluna

Trata-se de um ensaio com características muito distintas de todos os demais aqui apresentados. Esse método consiste na imposição de molhagem ou secagem através de uma coluna unidimensional instrumentada com sensores de umidade e sucção. Ensaios de coluna permitem a obtenção de grandes volumes de dados a partir dos quais se determina tanto a curva de retenção quanto a função de condutividade hidráulica. Infelizmente, a preparação e a execução do ensaio são consideravelmente mais dispendiosas do que as demais técnicas. Aparatos construídos com diferentes configurações podem ser encontrados na literatura, podendo-se citar, como exemplo, aquele apresentado por Yang *et al.* (2004).

4. INSTRUMENTAÇÃO DE CAMPO PARA MEDIÇÃO DE SUCCÃO

Além de ser necessária para estudo de materiais em laboratório, a medição de sucção precisa ser realizada em campo de forma a viabilizar o monitoramento de maciços não saturados. Pode-se citar, como exemplos comuns de aplicações que envolvem o monitoramento de sucção em campo, a instrumentação de encostas para gerenciamento de riscos de escorregamentos e a instrumentação de barreiras de resíduos sólidos para a avaliação do seu desempenho.

Existe um considerável número de instrumentos desenvolvidos para a medição de sucção no campo, sendo que a maioria destes mede a sucção matricial, considerada como a parcela da sucção total de maior interesse do ponto de vista de comportamento do solo. É importante levar em conta que instrumentos projetados para a aplicação em agronomia (Mota *et al.*, 2021) podem não atender às faixas de sucção necessárias em estudos geotécnicos. Serão apresentados, a seguir, dois tipos de instrumentos, que podem ser considerados os mais utilizados no meio técnico. Fredlund *et al.* (2012) apresentam um revisão extensa desses e de outros instrumentos, sendo recomendada como leitura complementar.

4.1 Tensiômetros

O tensiômetro permite a medição direta da poropressão negativa da água do solo, a partir da qual tem-se o valor da sucção matricial. A componente osmótica da sucção não é medida pelos tensiômetros, já que ocorre passagem dos sais solúveis através do sistema de medição.

Os principais componentes de um tensiômetro são ilustrados na Figura 8. A ponteira porosa do tensiômetro é responsável por promover a interface entre a água do dispositivo e o solo sem permitir a entrada de bolhas de ar no sistema. Para desempenhar tal função, emprega-se, geralmente, um material cerâmico com alto valor de entrada de ar. O tensiômetro possui um compartimento interno que deve ser completamente preenchido por água e acoplado a um dispositivo para medição da pressão da água. É importante ressaltar que tensiômetros podem ser miniaturizados e adaptados de diversas maneiras, permitindo também o seu emprego em instrumentação de laboratório.

O dispositivo de medição da pressão gerada no interior do pode ser de três tipos: manômetro de mercúrio, manômetro de vácuo e transdutor elétrico de pressão. A vantagem do manômetro de mercúrio é que não existe necessidade de calibração, porém, a correção da densidade deve ser feita evitando-se erros de até 0,25% na leitura (Marinho *et al.*, 2008). Os manômetros de vácuo podem medir tensões de 0 a 100 kPa, sendo de fácil manutenção, porém, apresentando baixa acurácia. Os transdutores elétricos de pressão, diferentemente dos dois tipos de dispositivos citados, permitem uma aquisição de dados automática. O princípio do seu funcionamento está no deslocamento de uma membrana e de resistores colados a ela, induzindo, assim, uma variação de resistência do sistema e, conseqüentemente, uma variação de tensão. Transdutores podem ter elevada acurácia e precisão quando bem calibrados, além de requerem pouco fluxo de água para entrarem em equilíbrio com o solo, possibilitando um menor tempo de equilíbrio.

Tensiômetros de diferentes dimensões e geometrias podem ser encontrados no meio acadêmico e no mercado, sendo possível sua aplicação tanto no campo quanto na instrumentação de ensaios de laboratório (*e.g.* Marinho *et al.*, 2009). Apesar de poder ser empregado no laboratório, o tensiômetro é mais conhecido pela sua aplicação no monitoramento *in situ*.

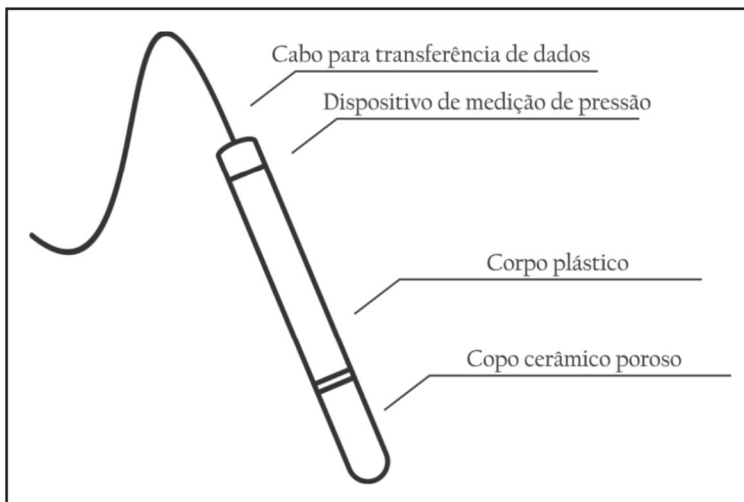


Figura 8 – Tensiômetro e seus componentes (Silva Jr., 2010)

Com a ponta cerâmica do tensiômetro colocada em contato com o solo, a água do tensiômetro será tensionada pela água do solo, sendo que, após o equilíbrio de carga hidráulica, tem-se uma leitura no dispositivo de medição de pressão correspondente à poropressão da água no solo. Quando a pressão de ar for maior do que a pressão atmosférica, a leitura do tensiômetro deve ser somada com a pressão de ar no solo para se obter a sucção matricial. A leitura deve ser também ajustada em função da elevação do elemento de medição de pressão em relação à elevação da ponteira cerâmica. Por exemplo, um tensiômetro com corpo relativamente longo, colocado na posição vertical, estando o dis-

positivo de medição de pressão 50 cm acima da ponteira cerâmica, deverá ter sua leitura descontada de 4,9 kPa. Assim, se a leitura do tensiômetro for de, por exemplo, 50 kPa, a leitura corrigida é de 45,1 kPa.

A grande limitação do tensiômetro convencional é sua capacidade de medição, que, em geral, vai somente de 0 a 90 kPa (Stannard, 1992), podendo ser até inferior caso o tensiômetro não seja saturado de forma apropriada. A máxima pressão negativa é imposta pelo fenômeno de cavitação, que permite a expansão de microbolhas de ar no sistema, quando a água passa repentinamente da fase líquida para a fase gás devido à queda de pressão. A pressão sob a qual a cavitação ocorre pode ser estendida, tomando-se vários cuidados com respeito à água utilizada no tensiômetro, tais como utilizar água deionada por processos como vácuo, vácuo sob agitação e fervura ou utilizar a aplicação de vácuo no tensiômetro preenchido de água, de forma a remover a maior quantidade de ar possível aprisionado nas microcavidades. Tarantino (2004) apresenta recomendações a respeito do procedimento de saturação de tensiômetros.

4.1.1 Tensiômetro de alta capacidade

Tensiômetros de alta capacidade permitem a medição de poropressões negativas muito além daquelas medidas pelos instrumentos convencionais. Para tal, foram desenvolvidas técnicas de preparação da água utilizada e mudanças na geometria do compartimento de armazenamento de água (forma e redução de volume), que previnem o processo de nucleação heterogênea, que desencadeia a cavitação (Marinho *et al.*, 2009).

O tensiômetro de alta capacidade de Ridley e Burland (1993) pode ser citado como um instrumento pioneiro. A esse, seguiram-se outros projetos de tensiômetros, como o de Ridley e Burland (1995), que propuseram modificações, como a eliminação de materiais que favoreçam a nucleação, tais como *o-rings* e elastômeros. Como ilustrado na Figura 9(a), o corpo do tensiômetro é formado por duas seções de aço inoxidável e, na seção superior, por um diafragma plano e um medidor de tensão. A cerâmica utilizada possui valor de entrada de ar de 1500 kPa e é colada na seção superior e posicionada para permitir uma abertura de 0,1 mm entre o filtro e o diafragma. Além disso, um procedimento diferente foi adotado para a saturação do tensiômetro, com o emprego de vácuo e posterior pressurização por meio da aplicação de 4000 kPa de pressão positiva por um período mínimo de 24 horas.

O tensiômetro desenvolvido pela Universidade de Saskatchewan (Guan & Fredlund, 1997) é similar ao primeiro modelo desenvolvido pelo Imperial College. Seu modelo é ilustrado Figura 9(b), consistindo em um transdutor envolvido por um receptáculo produzido em aço inoxidável. O dispositivo emprega uma cerâmica de alto valor de entrada de ar, de 1500 kPa. Foi utilizada pressurização, com seis ciclos de pressão positiva de 12.000 kPa por 1 hora, seguida de pressão negativa de 85 kPa por 1 hora. Esse tensiômetro possibilitou medidas de sucção de até 1250 kPa e períodos de medições de até três dias.

Tensiômetros de alta capacidade foram desenvolvidos também no Instituto de Tecnologia de Massachusetts (Toker *et al.*, 2003) e pela Universidade de Trento (Tarantino e Mongioli, 2003), todos introduzindo melhorias incrementais em relação os modelos anteriores.

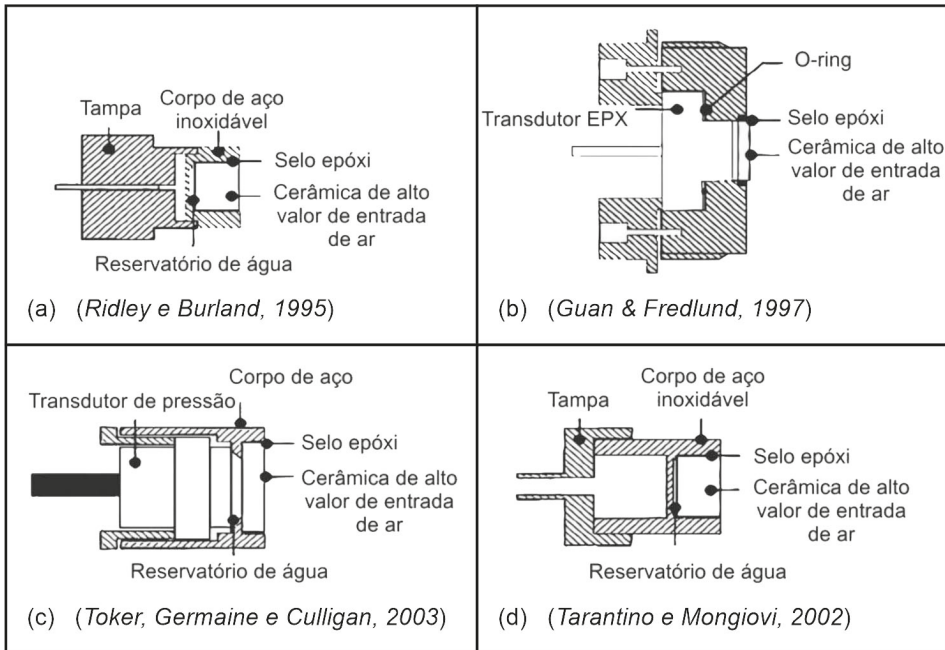


Figura 9 – Diferentes modelos de tensiômetros (modificado de Marinho *et al.*, 2008)

Apesar dos recentes desenvolvimentos tecnológicos pelos quais os tensiômetros de alta capacidade passaram, seu emprego no campo continua relativamente limitado, com sua aplicação mais comum sendo em instrumentação de ensaios de laboratório. Os tensiômetros convencionais preenchem uma importante lacuna, permitindo a medição de sucção matricial com relativa facilidade, alta acurácia e precisão. Apesar do seu limite de sucção aparentemente baixo, grande parte dos problemas geotécnicos de interesse está incluído dentro da sua faixa de sucção de trabalho.

4.2 Sensor de matriz granular (GMS)

O sensor denominado GMS mede a resistividade do solo. O sensor consiste em eletrodos que ficam dentro de um material granular inerte (quartzo), que é envolvido por uma membrana e uma malha de aço, em alguns casos, possuindo uma camada de gesso. O princípio de funcionamento é similar ao do bloco de gesso (Bouyoucos, 1965). Em geral, o sensor já vem com uma curva de calibração, porém, deve-se promover uma verificação dessa curva antes do seu uso (*e.g.*, Irmak & Haman, 2001). A condutividade elétrica varia em função do teor de umidade da matriz granular. A partir do equilíbrio entre os valores de sucção matricial do sensor e do solo que o envolve, pode-se obter a sucção do solo por meio de uma curva de calibração. O sensor GMS possui uma forma cilíndrica envolvida com uma tela de aço sobre uma manta sintética que possibilita o contato com o solo. A Figura 10 ilustra o sensor e o sistema de aquisição de dados.

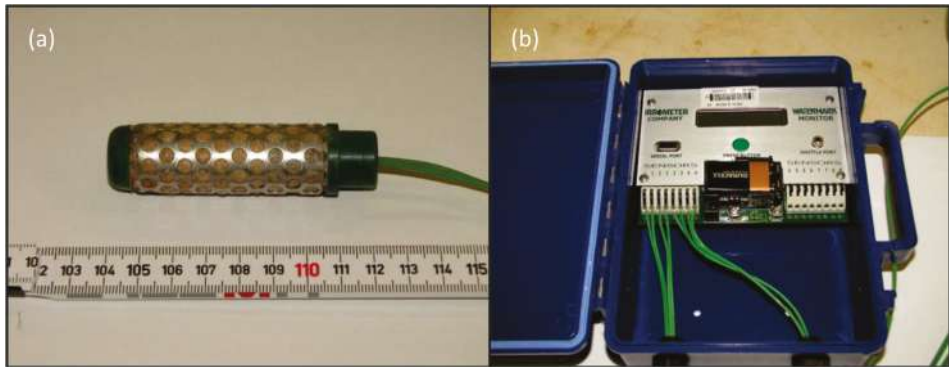


Figura 10 – Sensor GMS: a) corpo do sensor; e b) sistema de aquisição de dados

O GMS foi desenvolvido para uso na agricultura, mas algumas de suas características o levaram a ser utilizado em algumas aplicações na engenharia geotécnica (e.g., Mendes, 2008). Devido ao seu tamanho, seu uso é limitado em laboratório, no entanto, pode-se utilizá-lo em colunas para a determinação da curva de retenção de materiais mais grosseiros ou para estudos específicos de fluxo em meio não saturado.

O sensor possui baixo custo e uma faixa de medição que vai de zero a, aproximadamente, 200 kPa. Praticamente, não há necessidade de manutenção após sua instalação a menos que haja um total ressecamento do solo e do sensor.

Quando comparado com o tensiômetro, o GMS possui um tempo de resposta significativamente maior. O seu uso está restrito a situações nas quais o tempo de resposta não seja determinante. Por outro lado, o GMS permite acompanhar variações sazonais que possuem grande importância para os problemas relacionados com a movimentação de água nos solos e, conseqüentemente, em problemas de estabilidade de taludes.

5. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Décadas de desenvolvimento científico e tecnológico resultaram em uma grande variedade de métodos de medição de sucção e da curva de retenção. Os diversos métodos disponíveis oferecem distintas maneiras, por vezes, redundantes, e, por outras, complementares, de determinação de propriedades e estado de solos não saturados.

Deve-se compreender bem o princípio de funcionamento de cada método descrito de modo a permitir que a interpretação da curva de retenção ou da medição de sucção esteja correta. Aspectos relacionados com o tipo de sucção, tempo de equilíbrio, faixa de interesse e detalhamento da curva devem ser considerados quando se escolhem os métodos a serem utilizados. É importante compreender que cada método possui sua faixa de aplicação e limitações de modo que pode ser recomendável a utilização de mais de um procedimento para a adequada obtenção da curva de retenção. Deve-se determinar não só o teor de umidade gravimétrico das amostras, mas também os índices volumétricos. Somente com o entendimento dos aspectos de estado do material é que a interpretação da curva de retenção será correta e terá utilidade prática.

REFERÊNCIAS

ARAB, M.G.; ZAPATA, C.E. & MARINHO, F.A.M. (2011). Using MEMS based RH sensor to measure high total suction. 17th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering Alexandria, v. III, pp. 1881-1884.

ASTM E104 - 02 (2012). Standard Practice for Maintaining Constant Relative Humidity by Means of Aqueous Solutions.

BOUYOUCOS, G.J. (1965). Plaster of paris block electrical measuring unit for making a continuous measurement of soil moisture under field conditions. WEXLER, A. (ed.). Humidity and moisture: Measurement and control in science and industry, v. 4., Reinhold, New York, pp. 105-111

CAMPBELL, E.C.; CAMPBELL, G.S. & BARLOW, W.K. (1973). A dewpoint hygrometer for water potential measurement. *Agricultural Meteorology*, 12: 113-121.

CHANDLER, R.J. & GUTIERREZ, C.I. (1986). The filter paper method of suction measurement. *Geotechnique*, 36(2): 265-268.

CHANDLER, R.J.; CRILLEY, M.S. & MONTGOMERY-SMITH, G. (1992). A low-cost method of assessing clay desiccation for low rise buildings. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*. 92: 82-89.

FAWCETT, R. & COLLIS-GEORGE, N. (1967). A Filter paper Method for Determining the Moisture Characteristics of Soil. *Australian Journal of Experimental Agriculture and Animal Husbandry*, 7: 162-167.

FREDLUND, D.G.; RAHARDJO, H. & FREDLUND, M. (2012). *Unsaturated Soil Mechanics and Geotechnical Engineering Practice*, Wiley, New York. 926p.

GAN, J. K.M.; FREDLUND, D.G.; LI, W X. & AND XING, A. (1994). Design and data acquisition for thermal conductivity matric suction sensors, *Transportation Research Record*, 1432: 68-75.

GUAN, Y. & FREDLUND, D.G. (1997). Use of tensile strength of water for the direct measurement of high soil suction. *Canadian Geotechnical Journal*, 34: 604-614.

HILF, J.W. (1956). An investigation of pore-water pressure in compacted cohesive soils. Doctoral Thesis. Technical Memo No.654, United States Bureau of Reclamation, Denver. 218p.

IRMAK, S. & HAMAN, D.Z. (2001). Performance of the Watermark granular matrix sensor in sandy soils. *ASCE – Applied Engineering in Agriculture*, 17(6): 787-795.

KAYE, G.W.C. & LABY, T.H. (1995). Tables of Physical and Chemical Constants. 16th ed., Longman Scientific and Technical, London. 624p.

MARINHO, F.A.M. (1994). Shrinkage behavior of some plastic clays. Doctoral Thesis, Imperial College, University of London, London. 216p.

MARINHO, F.A.M. & OLIVEIRA, O.M. (2006). The filter paper method revised In Geotechnical Testing Journal, 29: 250-258.

MARINHO, F.A.M.; TAKE, A. & TARANTINO, A. (2009). Tensiometric and axis translation techniques for suction measurement. Geotechnical and Geological Engineering, 26(6): 615-631.

MARINHO, F.A.M.; ZAMBUZI, N. DE C. & CAMPOS, T.M.P. (2006). Desenvolvimento de cerâmica com alta pressão de entrada de ar. XIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica Curitiba, v. I, pp. 435-440.

MCQUEEN, I.S. & MILLER, R.F. (1968). Calibration and evaluation of a wide range gravimetric method for measuring moisture stress. Soil Science, 106: 225-231.

MENDES, R.M.; MARINHO, F.A.M. & FUNARI, A.H. (2007). Avaliação do sensor de matriz granular (GMS) para medição de sucção. VI Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados, Salvador-Bahia, v. I, pp. 209-213.

MENDES, R.M. (2008). Estudo das Propriedades Geotécnicas de Solos Residuais Não Saturados de Ubatuba (SP). Tese de Doutorado. Universidade de São Paulo. 230p.

MOTA, W.N.; EVANGELISTA, A.W.P.; MAIA, L.J.Q.; CORRECHEL, V.; ALVES JR., J.; VARRONE, L.F.R. & GITIRANA JR., G.F.N. (2021). Development of a heat pulse sensor for measuring matric suction on soilless substrates. Computers and Electronics in Agriculture, 185: 106119.

NG, C.W & PANG, Y.W. (2000). Influence of stress state on soil-water characteristic and slope stability. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 126(2): 157-166.

OLIVEIRA, O.M. & MARINHO, F.A.M. (2006). Study of equilibration time in the pressure plate. Geotechnical Special Publication n. 147. 4th International Conference on Unsaturated Soils, v. II, pp. 1864-1874.

PHENE, C.J.; RAWLINS, S.L., & HOFFMAN, G.J. (1971). Measuring soil matric potential in situ by sensing heat dissipation with a porous body: Theory and sensor construction, Proceedings of Soil Science Society of America, Vol. 35: 27-33.

RIDLEY, A.M. & BURLAND, J.B. (1993). A new instrument for the measurement of soil moisture suction. *Geotechnique*, 43(2): 321-324.

RIDLEY, A.M. & BURLAND, J.B. (1995). Measurement of suction in materials which swell. *Applied Mechanics Review*, 48(9): 727-732.

ROMERO, E. (2001). Controlled suction techniques. IV Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados, Porto Alegre, RS, pp. 535-542.

SHUAI, F., & FREDLUND, D.G. (2000). Use of a new conductivity sensor to measure soil suction, *GeoDenver Conference*, Denver, CO, pp. 1-12.

SILVA JR., A.C. (2010). Avaliação das flutuações sazonais de umidade e sucção em um perfil de solo tropical. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Estruturas e Construção Civil, UFG, Goiania, GO, 137 p.

STANNARD, D.I. (1992). Tensiometers – theory, construction, and use. *Geotechnical Testing Journal*, 15(1): 48-50.

TAN, E.; FREDLUND, D.G. & GITIRANA JR., G.F.N. (2004). Comparisons of correction methods for factors influencing thermal conductivity suction sensors. V Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados, São Carlos, SP, pp. 127-132.

TARANTINO, A. (2004). Panel Lecture: Direct measurement of soil water tension. 3rd International Conference on Unsaturated Soils, Recife-PE, v. III, p. 1005-1017.

TARANTINO, A. & MONGIOVI, L. (2003). Calibration of tensiometer for direct measurement of matric suction. *Geotechnique*, 53(1): 137-141.

TOKER, N.K.; GERMAINE, J.T. & CULLIGAN, P.J. (2003). Comment on ‘Cavitation during desaturation of porous media under tension’ by Dani Or and Markus Tuller, *Water Resources Research*, 39(11): 1-3.

VANAPALLI, S.K.; PUFAHL, D.E., & FREDLUND, D.G. (1999). The effect of soil structure and stress history on the soil-water characteristics of a compacted till. *Geotechnique*, 49(2): 143-159.

VAZ, E.F.; GITIRANA JR., G.F.N.; MENDES, T.A. & REBOLLEDO, J.F.R. (2021). On the equilibrium of suction and pressure plate tests. *Acta Geotechnica*, 16: 2741-2758.

YANG, H.; RAHARDJO, H.; WIBAWA, B., & LEONG, E.C. (2004). A soil column apparatus for laboratory infiltration study. *Geotechnical Testing Journal*, ASTM, 27(4): 347-355.

Capítulo 12

COMPACTAÇÃO DOS SOLOS: LABORATÓRIO E CAMPO

Lúcio Flávio de Souza Villar
Renato Cabral Guimarães
John Kennedy Guedes Rodrigues
Roberto Francisco de Azevedo
José Camapum de Carvalho

1. INTRODUÇÃO

Muitas obras de engenharia, tais como barragens, muros de arrimo, estradas e aeroportos, utilizam solos compactados, e compactar um solo significa torná-lo um material mais denso em relação ao seu estado de deposição no local da obra onde será usado e com comportamento mais adequado para os propósitos a que se destinam. O estado mais denso é obtido por meio da redução do volume de ar intersticial, com pequena ou nenhuma variação do teor de umidade do solo. A compactação pode ser feita em superfície ou em profundidade, utilizando solicitações estáticas, impacto e/ou vibração, por meio de equipamentos manuais ou mecânicos, em laboratório ou no campo. A principal diferença desse processo para o de adensamento de solos saturados é que este último envolve a expulsão de água dos vazios a uma velocidade geralmente pequena, enquanto a compactação, por ser realizada sobre um solo não saturado, envolve a expulsão de ar e o processo é, geralmente, rápido. Fernandes (1994) define a compactação como o processo pelo qual uma massa de solo constituída por partículas sólidas, água e ar tem o seu índice de vazios diminuído devido a uma redução do volume da sua fase gasosa em consequência da aplicação de cargas com o objetivo básico de obter um novo material com um comportamento mais adequado para a aplicação a que se destina.

Segundo Ribeiro (2008), a necessidade de construção de estradas interurbanas contribuiu em muito para o desenvolvimento de teorias e conhecimentos sobre processos de compactação de solos. Os romanos, que construíram uma extensa rede de estradas, já se preocupavam em misturar solos para obter um melhor comportamento mecânico e já aplicavam técnicas de compactação. Especialmente no século XVIII, devido ao movimento comercial e militar intenso na Europa, novos métodos e técnicas construtivas e de compactação foram desenvolvidos e testados. No século XIX, surgiram, na França, os primei-

ros rolos puxados a cavalo para a compactação de estradas, que se desenvolveram, mais tarde, para rolos puxados por máquinas a vapor (Ribeiro, 2008).

A construção de represas e pequenas barragens também colaborou muito para o desenvolvimento de técnicas de compactação e para o conhecimento do comportamento dos solos compactados. De acordo com Ribeiro (2008), foi o fato de que, no início do século XIX, utilizavam-se bovinos e ovinos para comprimir as estruturas do aterro para funcionar como represa que levou ao desenvolvimento do cilindro pés de carneiro. Esse tipo de equipamento teve seu maior desenvolvimento na primeira metade do século XX, juntamente com as técnicas de compactação vibratórias e dinâmicas, que foram desenvolvidas na Alemanha durante os anos 30. Durante as grandes guerras mundiais, houve forte avanço na tecnologia de compactação de solos, sendo que, após esses conflitos, houve maior impulso na técnica de compactação por vibração, que, antes, era utilizada apenas para solos não coesivos, mas que, hoje em dia, são também utilizados para compactação de materiais coesivos e betuminosos, sendo que, no caso dos solos argilosos, o tema requer maior reflexão.

Neste capítulo, será apresentada uma visão geral sobre solos compactados envolvendo as técnicas de compactação mais usualmente adotadas em laboratório e no campo. Aspectos concernentes ao comportamento dos solos compactados, tais como deformabilidade e resistência, não serão objeto deste capítulo, mas sim como a compactação pode afetá-los. Muitas vezes, o comportamento de um solo é atribuído à técnica, energia ou umidade de compactação, quando, na verdade, os responsáveis pelo comportamento são a natureza químico-mineralógica do solo e as peculiaridades estruturais próprias, além de outras que lhe foram conferidas pela compactação.

2. COMPACTAÇÃO E SOLOS COMPACTADOS

2.1 Teoria da compactação

O artigo publicado por Proctor (1933) é um dos primeiros trabalhos sobre a compactação de aterros, conferindo técnica a algo que, antes, era realizado quase empiricamente. Este autor desenvolveu um ensaio dinâmico para a determinação experimental da curva de compactação, representada pela relação peso específico aparente seco (γ_d) com o teor de umidade gravimétrico do solo (w). A Figura 1, resultante desse ensaio, mostra que o peso específico aparente seco do solo é menor ou maior de acordo com o teor de umidade em que se encontra esse solo quando da compactação a uma dada energia, ou seja, a eficiência da compactação do solo, quando se aplica uma dada energia, depende do teor de umidade. Segundo Proctor (1933), para o ramo ascendente da curva, ramo seco, à medida que o teor de umidade vai aumentando, a água lubrifica as partículas de solo, reduzindo o atrito grão a grão. Porém, a partir de um determinado teor de umidade, a água impediria a expulsão do ar dos vazios, isto é, com um teor de umidade mais elevado, o ar presente em alguns dos vazios do solo não mais estaria interconectado com o ar presente em outros vazios desse solo, condição chamada de ar ocluso, e as cargas de compactação aplicadas não mais conseguiriam influenciar no rearranjo das partículas do solo, não havendo mais,

portanto, acréscimos de peso específico. Assim, no ramo descendente da curva mostrada na Figura 1, ramo úmido, a água impediria a expulsão do ar, começando mesmo a ter mais água do que sólidos no interior do solo, o que leva os pesos específicos ou massas específicas a diminuírem à medida que os teores de umidade aumentam.

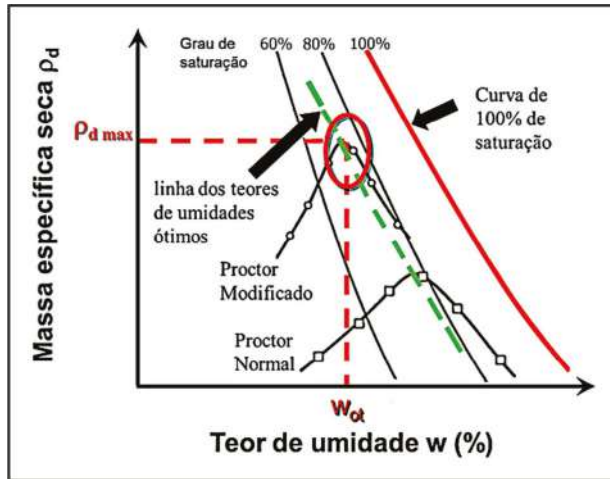


Figura 1 – Curva de compactação destacando a massa específica seca máxima, o teor de umidade ótimo e a curva de 100% de saturação (adaptada de Das, 2006)

No ponto de inflexão da curva apresentada na Figura 1, é determinado o teor de umidade ótimo (w_{ot}), correspondente à massa específica aparente seca máxima (ρ_{dmax}) ou ao peso específico aparente seco máximo (γ_{dmax}), conforme as unidades consideradas. Esse resultado indica que aquela é a relação ideal entre as quantidades de partículas de solo, água e ar para obter o melhor resultado em termos de densificação para aquela energia de compactação aplicada naquele tipo de solo sem que, no entanto, corresponda, necessariamente, ao melhor comportamento para o parâmetro analisado. Esses valores constituem parâmetros característicos do solo somente para aquela energia de compactação e para aquelas condições de ensaio. A curva mais à direita no gráfico mostrado na Figura 1 representa a relação entre a massa específica seca e o teor de umidade para o solo saturado ($S_r = 100\%$), ou seja, quando não existir mais ar presente nos vazios do solo. Essa condição, em geral, não pode ser alcançada pela compactação. Na apresentação dos resultados, é comum serem traçadas as outras linhas correspondentes aos outros graus de saturação, as quais também podem ser vistas na Figura 1, que mostra, ainda, a diferença nos resultados devido à energia de compactação utilizada. Em geral, quanto maior a energia de compactação em um mesmo tipo de solo, maior o peso específico aparente seco obtido e menor o teor de umidade ótimo. A linha tracejada representada na Figura 1 corresponde ao lugar geométrico dos pontos de teor de umidade ótimo e a massa específica seca máxima desse solo, e sua posição também varia com a energia de compactação e o tipo de solo. Sua posição tende a ser, aproximadamente, paralela à linha de saturação.

2.2 Interação entre partículas no processo de compactação

Além de Proctor (1933), outros autores, tais como Hogentogler (1937), Hilf (1956), Lambe (1958), Olson (1963), Barden & Sides (1970), estudaram o comportamento do solo quando submetido à compactação. Eles buscaram justificar o formato da curva de compactação de um solo (Figura 1) em função de variáveis como capilaridade, permeabilidade, viscosidade da água e tensões efetivas.

De acordo com Hogentogler (1937), a forma da curva de compactação reflete quatro estágios de umidade relacionados à viscosidade da água: hidratação, lubrificação, inchamento e saturação do solo. Isso está representado na Figura 2, que é composta por quatro trechos lineares, cada um deles indicando os estágios previamente mencionados. Na fase de hidratação, com o aumento da umidade, a água é adsorvida pelas partículas, formando uma fina película. Isso seria acompanhado por uma redução na viscosidade da água, que diminuiria o atrito entre os grãos, permitindo que as partículas se arranjam mais facilmente, aumentando, dessa forma, o peso específico do solo. A partir de certa umidade, a camada de água superficial não só reduziria o atrito entre os grãos, mas passaria a atuar como lubrificante, fase de lubrificação, facilitando ainda mais a ocorrência de novos arranjos das partículas durante a compactação, permitindo que o solo se torne mais denso, mas ainda não saturado. Já na fase de inchamento, a umidade do solo está acima do teor de umidade ótimo, o que levaria a um aumento no volume de solo, mas sem redução do volume de ar, justificando a diminuição do peso específico aparente seco nesse trecho. No último estágio, a fase de saturação, a curva de compactação se aproxima da curva de $S_r = 100\%$, todo o ar é expelido do solo, e a presença da água preenchendo os poros não permite que os grãos consigam novos arranjos que levem a um aumento de densidade.

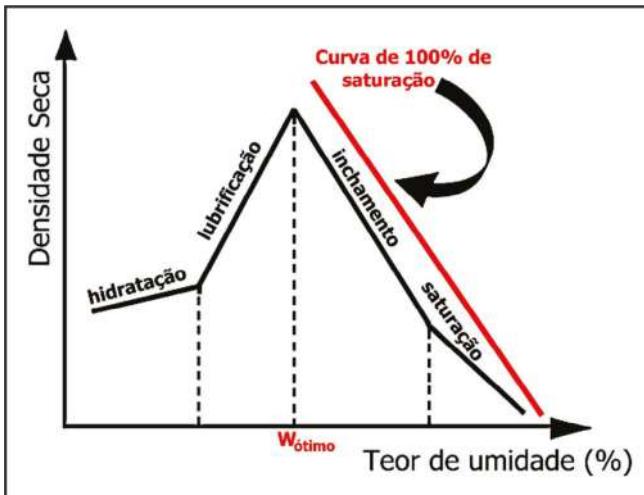


Figura 2 – Teoria de Hogentogler (1937) para explicar a forma da curva de compactação (adaptado de Hogentogler, 1937)

Lambe (1958) afirma que a forma da curva de compactação de um solo argiloso é justificada pela química coloidal das partículas de argilominerais presentes no solo (Figura 3). Ele indica que a interação entre dois colóides (tamanho dos argilominerais) é função das forças externas a que se submetem, das forças de contato entre eles, das forças de atração e das forças de repulsão. Uma discussão mais detalhada sobre a atuação dessas forças entre partículas é apresentada por, dentre outros, Camapum de Carvalho *et al.* (1987).

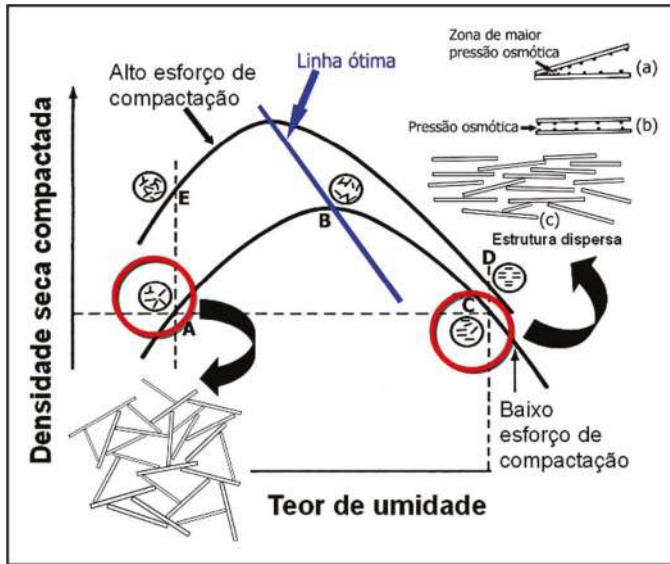


Figura 3 – Teoria de Lambe (1958a) para explicar a forma da curva de compactação (modificado de Lambe, 1958)

A teoria proposta por Lambe (1958) para explicar a curva de compactação se fundamenta no fato de que, para teor de umidade baixo do solo, não se desenvolveria a camada dupla de íons ao redor de cada partícula, resultando em uma concentração de eletrólitos relativamente alta e em uma redução das forças de repulsão entre essas partículas. Por esse motivo, haveria, como consequência, uma tendência à floculação dos grãos de solo no tamanho de colóides, resultando em um solo pouco denso. Isso aconteceria na região do ponto A, mostrado na Figura 3. Quando são utilizadas energias de compactação elevadas, há, por força da energia externa aplicada, uma diminuição da distância entre os argilominerais, elevando a densidade (ponto E). Para uma mesma energia de compactação, à medida que o teor de umidade aumenta, ocorre uma expansão da camada dupla e a redução dessa tendência de floculação, permitindo um rearranjo mais ordenado das partículas, levando o solo a atingir densidades mais altas, tal como mostrado no ponto B. Quando o teor de umidade aumenta ainda mais, a concentração eletrolítica é reduzida, o que aumenta a repulsão entre as partículas, levando a estrutura do solo argiloso a se tornar dispersa, ou seja, com as partículas coloidais tendendo a ficarem paralelas entre si, como mostra o ponto C. No ramo úmido, onde a umidade está acima da ótima, o aumento da energia de

compactação produz o efeito de alinhar as partículas, mas sem diminuir as distâncias entre elas, como aconteceu no ramo seco, conforme ilustra o ponto D.

Observa-se que essas teorias apresentam os mecanismos do processo de densificação de solos constituídos por partículas individualizadas, ou seja, a densificação, ocorrendo com a redução da distância entre as partículas. Nessas teorias, os fenômenos relacionados à interação solo-água e como ela interfere no processo de compactação estão associadas à natureza químico-mineralógica das partículas individualizadas, e ambas as teorias ajudam a entender os mecanismos que levam à densificação dos solos argilosos nessas circunstâncias. No entanto, nos perfis de intemperismo presentes em regiões tropicais, essa condição de partículas individualizadas presentes no solo e em condições de serem orientadas só se faz presente em solos pouco intemperizados, solos saprolíticos. Nos solos profundamente intemperizados, solos lateríticos, as partículas de argila encontram-se, em sua maioria, compondo agregados e sem a liberdade necessária para terem sua orientação influenciada pelo processo de compactação e nem sua condição de hidratação influenciando nesse processo, tornando-se relevante analisar a curva de compactação à luz da teoria dos solos não saturados, teoria que permite, ainda, o entendimento da curva de compactação para os demais tipos de solo.

Outro aspecto relevante a ser destacado diz respeito aos solos pouco intemperizados quando neles se fazem presentes argilominerais expansivos. Nesse caso, a umidade e volume totais do solo não correspondem às situações de porosidade e umidade intituladas, por Camapum de Carvalho e Gitirana Jr. (2021), como efetivas, e que guardam uma relação direta com as propriedades e os comportamentos do solo. Segundo esses autores, enquanto o índice de vazios (e) e o teor de umidade (w) são baseados no peso e volume de sólidos secos a 105°C, o índice de vazios efetivo (e') e o teor de umidade efetivo (w') deveriam ser considerados para solos com a presença de agregados formados pelas suas partículas menores em sua constituição. Nesse caso, somente os vazios e teor de umidade entre os agregados deveriam ser considerados, que seriam o e' e o w' . Dependendo do teor de umidade e nível de sucção presente, esses agregados poderiam ser assumidos como saturados e, nesse caso, a água contida neles poderia ser incorporada no peso e volume dos sólidos, enquanto que, para o caso da presença de minerais argílicos expansivos, o volume dos vazios e teor de umidade associados à sua hidratação devem ser excluídos, assim, reduzindo suas densidades (Camapum de Carvalho e Gitirana Jr., 2021).

2.3 Curva de compactação à luz da teoria dos solos não saturados

Complementarmente às explicações até aqui apresentadas, torna-se relevante buscar entender a compactação dos solos considerando-se a influência do estado de não saturação em que ele se encontra. Para explicar a forma da curva de compactação com fundamento na teoria dos solos não saturados, recorrer-se-á à própria Figura 3 e às curvas características de retenção de água mostradas na Figura 4. Na Figura 3, qualquer que seja o solo, do ponto A até o ponto B, a fase ar mantém-se contínua e perde a continuidade a partir do ponto B, passando à condição de bolhas de ar oclusas. Na Figura 4, para a curva característica de retenção de água da areia, devido à baixa atividade superficial, o fenômeno de interação água-ar-mineral é predominantemente de natureza física, ou seja, trata-se

do fenômeno capilar. Tem-se, ainda, que, devido à baixa atividade superficial do mineral quartzo, a água poderá, nesse caso, exercer efeito lubrificante. Logo, compactando-se o solo no ponto A (ver Figura 3) com uma determinada energia externa, a maior capilaridade, que é uma energia interna resistente, e o menor efeito lubrificante diante da energia de compactação farão com que o peso específico obtido seja pequeno. Com o aumento do teor de umidade de compactação, a capilaridade diminui (Figura 4) e, conjuntamente, amplia-se o efeito lubrificante da água, reduzindo, assim, a resistência do solo à energia externa de compactação, fazendo com que aumente o peso específico aparente seco até atingir o ponto B (ver Figura 3). A partir do ponto B, a fase ar torna-se descontínua, reduzindo a permeabilidade do solo e fazendo, assim, com que gere poropressão (também chamada de “pressão neutra” ou “pressão intersticial”, mas optou-se por poropressão neste capítulo) positiva, o que reduz a energia efetiva externa de compactação. Como a fase ar é compressível, diminuindo o seu volume à medida que aumenta o teor de umidade, reduz-se a compressibilidade do fluido ar-água, potencializando o aumento das poropressões positivas quando se aplica a energia de compactação ao solo, o que resulta no ramo úmido, trecho BC (ver a Figura 3), descendente. Sendo esses solos marcados por partículas de forma mais equidimensionais, não há que se pensar em orientação ou não de partículas, lembrando que a abordagem de Lambe (1958), resumida na Figura 3, refere-se aos solos argilosos com partículas não agregadas.

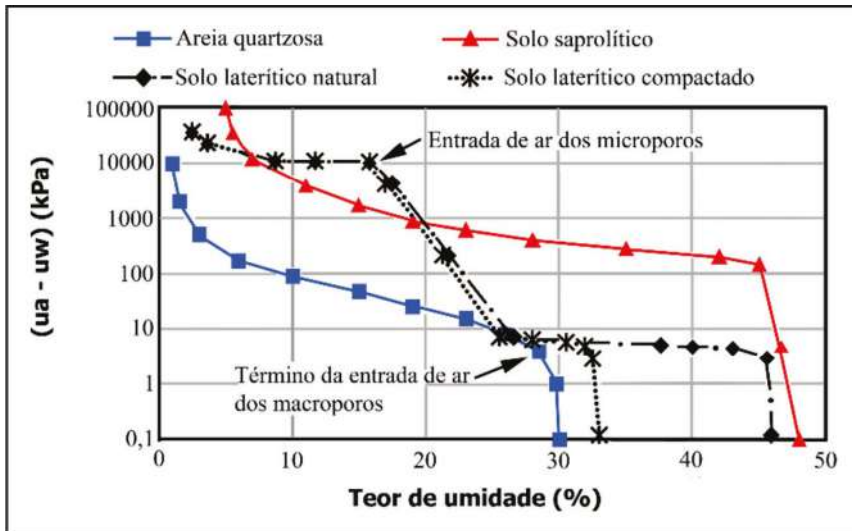


Figura 4 – Curvas características de retenção de água (modificada por Camapum de Carvalho *et al.*, 2015)

O que muda no entendimento da curva de compactação com base na teoria dos solos não saturados ao passar da areia quartzosa para o solo saprolítico é o fato de que, agora, sendo relevante a atividade do solo devido à energia de superfície, o fenômeno deixa de ser de natureza puramente física (capilaridade), passando a ser de natureza físico-química

(sucção devido às forças de adsorção e capilaridade), nela intervindo a mineralogia e a química do solo. No caso dos solos saprolíticos, o efeito lubrificante da água é desprezível em relação aos demais fatores intervenientes no processo de compactação. Os solos saprolíticos, sendo eles constituídos por partículas lamelares, fará com que essas partículas se organizem em função da umidade e da energia de compactação segundo a teoria de Lambe (1958), cabendo, no entanto, a observação de que, se elas estiverem organizadas em pacotes, e lembrando que pacotes não são agregados, a orientação delas com o aumento do teor de umidade e da energia de compactação é dificultada. Faz-se necessário, ainda, destacar que, caso o solo saprolítico contenha argilomineral expansivo, a secagem prévia gerará, devido à desidratação desses argilominerais, diferenças na umidade ótima e no peso específico aparente seco em relação ao campo, situação em que o solo não se submete à secagem. Essa desidratação afeta, também, o peso específico dos grãos, aumentando-o. Torna-se recomendável, para esses solos, que se trabalhe com os conceitos de umidade e porosidade efetivos, conforme preconizado por Camapum de Carvalho e Gitirana Jr. (2021).

Passando aos solos lateríticos, que são solos profundamente intemperizados, constituídos de agregados (Figura 5), tem-se uma situação diferenciada em relação aos dois solos anteriormente discutidos, pois, nesse caso, não são grãos de areia pouco ativa nem o teor de argila com partículas individualizadas obtidas com o uso de defloculante ou ultrassom que comandará a eficiência da compactação, mas, sim, a macroporosidade e a água que ocupa os macroporos existentes entre os agregados. Esses solos são constituídos de agregados que possuem microporos em seu interior e macroporos entre eles, conforme mostrado na Figura 5. Na região de macroporos, a sucção/capilaridade é pequena e interfere pouco no processo de compactação e, na zona de microporos, como eles se encontram no interior dos agregados, eles terminam não sendo afetados nem interferindo no processo de compactação (Farias *et al.*, 2011). Com a compactação, ocorre o fechamento dos macroporos e, em certos casos, também dos mesoporos.

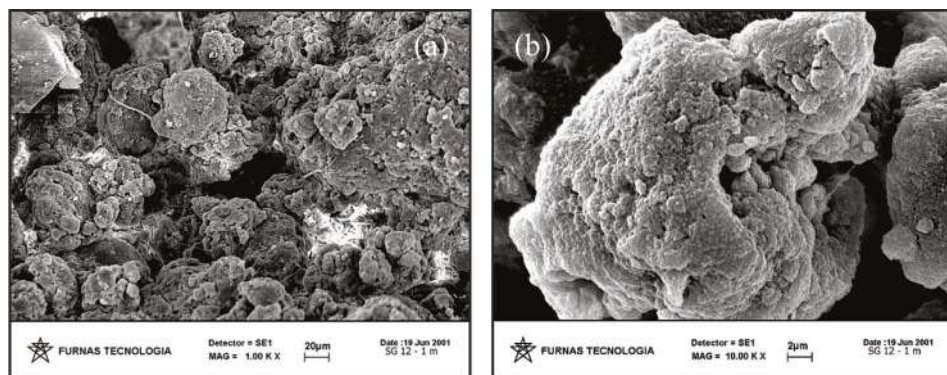


Figura 5 – Microestrutura de um solo laterítico coletado a 1 m de profundidade:
a) aumento de 1.000 vezes evidenciando presença de macroporos entre agregados;
b) aumento de 10.000 vezes evidenciando microporos em agregado (imagens de J. Camapum de Carvalho)

Na compactação, interfere a sucção/capilaridade de modo mais marcante na faixa compreendida entre o término da entrada de ar nos macroporos (Figura 4) e a entrada de ar nos microporos, sendo que, com o aumento da umidade, diminui a resistência interna à energia externa de compactação até atingir a umidade ótima, umidade em que ocorre a oclusão da fase ar. Nesses solos, a secagem prévia conduz a fase ar ao interior dos agregados, podendo ocasionar duas consequências: diminuição da umidade ótima em relação ao campo, e, sendo os agregados pouco estáveis, a entrada de água devido ao umedecimento pode, ao colocar a fase ar sob pressão, conduzir à destruição dos agregados, gerando, assim, uma matriz mais fina no solo, o que interfere no resultado da compactação. Quando da secagem do solo por aquecimento, um terceiro fator poderá interferir no resultado da compactação: o surgimento de microfissuras nos agregados formados por diferentes minerais que, geralmente, apresentarem coeficientes de dilatação térmica distintos, comprometendo, assim, a estabilidade textural, que pode gerar alteração granulométrica com o processo de compactação. A desagregação desses solos pode provocar um aumento do peso específico aparente seco e uma redução da umidade, porém, com uma piora no comportamento mecânico devido à matriz mais fina dos grãos (Guimarães *et al.*, 1997).

Ainda sobre os solos lateríticos, cabe um destaque. Quando esses solos apresentam haloisita hidratada (haloisita $4H_2O$), a secagem do solo na fase de preparação para o ensaio de compactação, geralmente, provoca um desvio de umidade em relação ao campo, pois lá o solo só será seco na fase de determinação da umidade, o que conduzirá a valores mais elevados *in situ*. Como a desidratação também afeta a densidade real dessa haloisita, haverá um impacto no peso específico aparente seco, que, em princípio, será maior no campo.

Portanto, este item mostrou que a teoria dos solos não saturados permite ampliar o entendimento da curva de compactação dos solos. Além disso, foi mostrado que é relevante conhecer particularidade dos solos, como textura, química e mineralogia.

2.4 Exemplos de interferência da compactação no comportamento dos solos

A literatura, de um modo geral, traz a informação de que um solo argiloso compactado no ramo seco é mais colapsível que esse mesmo solo compactado na mesma densidade no ramo úmido (por exemplo, em Han & Vanapalli, 2016, e em Dias Neto, 2020). Em primeiro lugar, é preciso que se entenda que, de um modo geral, a literatura está tratando do colapso por aumento da umidade do solo, mas essa é apenas uma forma de energia desencadeadora do colapso. Existem outras, como o aumento das tensões induzidas, a vibração, a mudança da química do fluido. Em síntese, o colapso estrutural de um solo é fruto de sua metaestabilidade estrutural, ou seja, uma estrutura com pré-disposição a se modificar bruscamente devido ao contato com, por exemplo, água. Contudo, se o solo é um solo argiloso profundamente intemperizado, a sua metaestabilidade estrutural para um mesmo peso específico aparente seco será exatamente a mesma se os agregados não forem mais destruídos em uma umidade de compactação que em outra. É evidente que, sendo a sucção/capilaridade maior no ramo seco que no úmido, a variação da energia interna, sucção/capilaridade, imposta pelo aumento de umidade, será maior no ramo seco

do que no úmido, e para esse aumento de umidade, o colapso será maior no ramo seco. No entanto, supondo que ambos os solos foram levados à saturação e se, após essa fase, vier, por exemplo, a ação de uma vibração, o colapso estrutural será maior para a amostra compactada no ramo úmido, pois sua metaestabilidade foi, de certo modo, preservada, tendo em vista que as variações de sucção a ela impostas pelo processo de saturação foram menores. É evidente que a natureza do problema muda se, em lugar de um solo profundamente intemperizado, houver um solo pouco intemperizado, onde as partículas, em vez de se encontrarem agregadas, estiverem em situação individualizadas. Nesse caso, entra em ação a energia de superfície, as forças de atração e repulsão que são afetadas pelo nível de hidratação do solo e das próprias partículas. O solo, possuindo as partículas com forma lamelar, ao ser compactado no ramo seco, tende a apresentar estrutura floculada, com interação entre as cargas positivas dos bordos e as negativas da face. No ramo úmido, em função do próprio nível de hidratação inicial, a estrutura tende a ser a orientada ou dispersa, predominando interações face-face e bordo-bordo com forte influência das forças de repulsão. Nesse contexto, o aumento de umidade e a conseqüente variação da energia interna de sucção permitirão o desenvolvimento das forças de repulsão entre as partículas na estrutura floculada obtida no ramo seco, gerando sua instabilização estrutural e o conseqüente colapso. No entanto, se a forma de energia aplicada a ambas as amostras for outra, por exemplo, uma tensão aplicada ao solo, energia externa, certamente o solo compactado no ramo úmido se deformará mais do que o solo compactado no ramo seco.

Geralmente, a literatura traz também informações sobre a influência da compactação na deformabilidade e rigidez dos solos compactados (Camapum de Carvalho *et al.*, 1987; Da Silva *et al.*, 2021, entre outros). No entanto, também aqui a questão tem que ser contextualizada, levando-se em conta o estado inicial do solo e a forma como está sendo avaliada essa deformabilidade ou rigidez. Por exemplo, dois solos contendo o mesmo teor de argila, considerando-se as partículas individualizadas e o mesmo argilomineral predominante, a caulinita, sendo um deles um solo profundamente intemperizado e, portanto, agregado, e o outro, um solo pouco intemperizado, não agregado. Esses solos, ao serem compactados na mesma densidade no ramo seco e no ramo úmido, terão comportamento quanto à deformabilidade e rigidez inteiramente distinto um do outro. Se ambos forem conduzidos à saturação antes de ensaiados, o solo profundamente intemperizado (agregado) tenderá a não apresentar diferença de comportamento quanto à deformabilidade e rigidez. Já o solo pouco intemperizado (não agregado) apresentará significativa diferença de comportamento em função da umidade de compactação, pois, enquanto no solo profundamente intemperizado, não houve interferência na estrutura, no solo pouco intemperizado, ela depende da umidade de compactação, tendendo a ser floculada no ramo seco e orientada no ramo úmido. Aqui, a técnica de compactação adotada interferirá pouco no comportamento do solo profundamente intemperizado, mas poderá induzir a uma maior ou menor orientação das partículas no caso dos solos pouco intemperizados.

Um outro exemplo da importância de um olhar mais amplo que aquele restrito à simples avaliação da influência da técnica e da condição de compactação no comportamento dos solos diz respeito à questão da permeabilidade. Tomando-se como referência os solos usados no exemplo anterior, se o solo for o profundamente intemperizado, como

não ocorrem significativas alterações estruturais, independentemente do tipo e da umidade de compactação, se a porosidade e, em especial, a macroporosidade forem mantidas, a permeabilidade não será alterada. O contrário ocorrerá para o solo pouco intemperizado, sendo necessário, no entanto, considerar a direção do fluxo em relação à maior ou menor orientação dada às partículas pela compactação. Geralmente, a literatura coloca que a permeabilidade de um solo argiloso pouco intemperizado (e.g. Roy & Rajesh, 2020) é, para um mesmo peso específico aparente seco, maior para o solo compactado no ramo seco do que no úmido. Porém, isso quase sempre só é verdade para o fluxo na direção vertical. Avaliando-se o fluxo na direção horizontal, enquanto a permeabilidade do solo será pouco afetada quando de sua compactação no ramo seco, no ramo úmido ela aumentará significativamente. Outras discussões poderiam ser feitas, mas acredita-se que as apresentadas são suficientes para mostrar que as análises de comportamento dos solos compactados devem ter um alcance mais amplo que a simples avaliação da influência da técnica, da energia e da umidade de compactação no comportamento do solo.

3. MÉTODOS DE COMPACTAÇÃO

São vários os métodos que podem ser utilizados para compactação dos solos. Para cada um, estruturas diferentes para um mesmo tipo de material poderão ser obtidas. Os resultados de um processo de compactação dependem de diversos fatores, como natureza do solo, método de compactação utilizado, energia e teor de umidade (Holtz *et al.*, 2012). A densificação do solo por meio da compactação para umidades inferiores à correspondente a da linha ótima da curva de compactação (Figura 3) ocorre quando a energia externa aplicada supera a energia resistente. Para umidades superiores à correspondente à da linha ótima (Figura 3), a densificação do solo, obtida para uma determinada energia total de compactação, diminui com o aumento da umidade, pois, com ela, ao diminuir a quantidade de ar presente no solo, amplia-se a poropressão positiva gerada na compactação, fazendo com que, embora mantida a energia total de compactação usada, a energia efetiva diminua. A energia externa pode ser oriunda de ações dinâmicas, estáticas, semiestáticas ou vibratórias, sendo esta última, muitas vezes, entendida como dinâmica. Já a energia interna pode ser proveniente de ações capilares e de sucção. O tipo de mineral e o modo como a energia externa é aplicada pode fazer com que a água assumo certo efeito lubrificante.

Em laboratório, os métodos de compactação mais utilizados são: compactação dinâmica ou por impacto; compactação estática ou por pressão, sendo que, quando a pressão for crescente, ela passa a ser chamada de semiestática; compactação por pisoteamento, compactação por vibração e compactação vibro-estática. Já no campo, as mais comuns são as compactações semiestática, vibratória, vibro-estática e dinâmica. O método de compactação em laboratório deve ser compatível com o tipo de solo e com a técnica de compactação a ser adotada no campo (Camapum de Carvalho *et al.*, 1987). No caso de solos apresentando agregados, concreções e aglomerados de partículas, independentemente do método de ensaio adotado, deve ser evitado o reuso do solo devido à mudança do material de um ponto da curva de compactação para o outro devido às quebras que ocorrem. Para esses solos é também recomendável que se evite sua secagem prévia, mesmo que ao ar.

3.1 Compactação em laboratório

A técnica de compactação em laboratório, aí incluindo-se, dentro do possível, a preparação da amostra, deve buscar simular a compactação que será feita no campo. No campo, em obras pontuais, tais como em aterros pré-existentes, é usada a compactação dinâmica, que consiste em deixar cair, de uma determinada altura, uma sobrecarga sobre o solo de modo a gerar a densificação de camadas métricas. No entanto, na construção de obras convencionais, tais como rodovias, ferrovias, aeroportos e barragens, são usados rolos de pata longa, pé de carneiro e de pata curta, rolos lisos e rolos pneumáticos. Todos esses rolos aplicam, no solo, uma energia semiestática, que cresce e decresce pontualmente, com a passagem do rolo. Os rolos de pata curta e os rolos lisos podem ser utilizados com vibração. A forma das patas intervém diretamente no resultado da compactação (Rico e Del Castillo, 2006).

Em laboratório, quando se pretende definir as condições de umidade e de peso específico aparente seco a serem utilizadas em campo, a técnica de compactação mais utilizada é a compactação dinâmica tipo Proctor. Hoje, no Brasil, em especial, no estado de São Paulo, tem sido usada, também, a técnica de compactação MCT (Miniatura, Compactação, Tropical) desenvolvida por Nogami e Villibor (1980 e 1981). No entanto, quando se pretende reconstituir amostras para a realização de ensaios como os triaxiais, o comum é o uso da compactação semiestática, fazendo-se uso de uma prensa com deformação controlada (de Lima *et al.*, 2019; Da Silva, 2020).

Tanto em campo como em laboratório, a escolha da técnica a ser usada está diretamente ligada ao tipo de solo e pode ser fundamentada na equação de resistência ao cisalhamento do solo (Equação 1).

$$\tau = c' + \sigma' \operatorname{tg}(\phi') \quad (\text{Eq. 1})$$

Se o solo é granular, a coesão real pode ser considerada nula, passando a existir apenas a coesão aparente devido à ação capilar que, com a vibração, tem o arranjo das moléculas de água no menisco perturbado, sendo, então, comprometida. Para superar essa resistência oriunda da coesão aparente, geralmente se acopla, à vibração, uma energia estática. No caso do solo granular, admitindo-se a inexistência de coesão, a vibração, ao afastar os grãos em parte dos contatos, conduz a zero a tensão efetiva de contato, tornando a resistência à compactação nula nesses contatos, viabilizando, assim, a densificação do solo. Se o solo for coesivo, tanto a coesão como o atrito são superados por energias de compactação dinâmica, estática ou semiestática. Nesse caso, a vibração não consegue afastar momentaneamente um grão do outro, o que conduziria, como no caso dos solos granulares, à resistência ao cisalhamento a zero.

Para se entender a influência da sucção no resultado de compactação, tal como o aumento do peso específico do solo no ramo seco da curva de compactação, quando, para uma mesma energia, aumenta-se a umidade de compactação, pode ser usada a equação (Equação 2) de resistência ao cisalhamento proposta por Bishop (1959).

$$\tau = c' + \{(\sigma - u_a) + \chi(u_a - u_w)\} \operatorname{tg}(\phi') \quad (\text{Eq. 2})$$

Na Equação 2, como a fase ar é contínua até a umidade ótima e a permeabilidade do solo ao ar é grande, a pressão na fase ar pode ser considerada nula. O parâmetro χ aumenta com o crescimento do grau de saturação, que, por sua vez, é função da umidade de compactação. Porém, a sucção matricial ($u_a - u_w$) diminui, o que, no conjunto, resulta em menor resistência ao cisalhamento do solo e maior efetividade da compactação para uma energia constante aplicada. Esse mecanismo de densificação do solo para uma energia constante de compactação prossegue até a oclusão da fase ar, momento em que o fluxo passa a ser o do fluido água-ar, com drástica redução da permeabilidade e geração de poropressão positiva, o que diminui a energia efetiva de compactação e, por consequência, a densificação.

Na compactação em laboratório, faz-se necessário considerar dois fatores geradores de gradiente de peso específico e de umidade no interior do corpo de prova: o atrito solo-molde e o efeito da reciclagem da carga na compactação em camadas. A análise desses fatores de modo a definir o número de camadas ideal é apresentado por Camapum de Carvalho *et al.* (1987) para a compactação semiestática.

3.1.1 Compactação estática, semiestática e por pisoteamento

O método de compactação estática consiste em compactar o solo utilizando-se uma carga constante aplicada sobre a amostra. Segundo Camapum de Carvalho *et al.* (1987), é o método de compactação que impõe o mais reduzido esforço cisalhante, levando, assim, à preservação de uma estrutura floculada e, portanto, de comportamento frágil. O método de compactação semiestática consiste em compactar o solo utilizando uma prensa que impõe uma velocidade de deslocamento ou uma taxa de carregamento constante. Neste item, também será considerada a técnica chamada pisoteamento, na qual as pressões são aplicadas por pulsos de pressão. Em todos esses tipos de compactação, é difícil precisar a energia empregada.

O ensaio de compactação estática baseia-se na aplicação de uma pressão uniformemente distribuída sobre a superfície do solo, procurando reproduzir as características do solo compactado em campo. Os métodos de ensaio utilizando a compactação estática são bastante variáveis, não havendo padronização quanto à carga aplicada, quanto ao número de camadas ou quanto ao tamanho do cilindro de compactação, sendo que, em alguns casos, é fixada a pressão aplicada ao solo e, em outros, fixa-se o peso específico que se deseja obter, sendo, então, aplicada a carga necessária para obtê-lo (Crispim, 2010). Mais informações sobre compactação semiestática podem ser conseguidas em, dentre outros, Aguiar (2010), Jacintho (2010), Zica (2010), Freitas (2016) e Al-Khyat (2018).

Já o ensaio de compactação por pisoteamento consiste na aplicação sucessiva de altas pressões sobre pequenas áreas da superfície da amostra, com pressões que variam com o tempo, crescendo e decrescendo, de forma cíclica. É indicado para solos coesivos e não para solos granulares devido ao efeito de quebra das partículas do solo. A ideia dessa técnica é simular o efeito produzido por um rolo do tipo pé de carneiro e outros tipos de equipamentos de campo com pata. A técnica foi desenvolvida por Wilson (1950) com o ensaio conhecido como Ensaio Harvard ou Ensaio de Compactação em Equipamento Miniatura. Esse ensaio utiliza um cilindro de 33,3 mm de diâmetro e 71,5 mm de altura, sendo o corpo de prova compactado com a aplicação, em cada camada, de golpes de um

pistão constituído por uma haste de 12,7 mm de diâmetro, acionada por uma mola cujo esforço aplicado é da ordem de 180 N. Na sua proposta, Wilson (1950) não definiu um número de camadas e nem de golpes a serem aplicados por camada, mas Head (1992) afirma que, ao se compactar o solo em três camadas e aplicando-se 25 golpes em cada uma, obtém-se uma energia próxima à do ensaio Proctor Normal. Wilburn *et al.* (2007) afirmam que o ensaio é vantajoso em relação ao ensaio do tipo Proctor quando se tem que ensaiar muitas amostras de uma vez, já que usa pouca quantidade de solo, e que as amostras preparadas no ensaio Harvard já são adequadas para serem usadas em ensaios de compressão simples ou triaxial. Informações adicionais sobre a técnica de pisoteamento e o ensaio Harvard Miniature podem ser obtidas em Abou Diab *et al.* (2018), Ribeiro *et al.* (2018) e Santos *et al.* (2019).

3.1.2 Compactação por vibração

Para solos granulares, devido à baixa atividade de superfície, a vibração é um método mais adequado à compactação. Adicionalmente, ele é, muitas vezes, erroneamente, considerado como um processo que gera uma menor quebra dos grãos que a compactação estática ou dinâmica. Esclarece-se que as quebras de grãos podem ser significativas quando a vibração atua concomitantemente com uma energia estática, como no caso dos rolos vibratórios. A ação da vibração promove a movimentação das partículas, vencendo o atrito que há entre elas por tornar, conforme já mostrado, a tensão efetiva nula em alguns pontos de contato dos grãos. Nesse método, a compactação pode ser vibratória propriamente dita, ou vibro-estática. Na vibratória propriamente dita, o ensaio de compactação baseia-se na vibração de um molde cilíndrico, muitas vezes, o de Proctor, montado numa mesa vibratória. Já na compactação vibro-estática (Camapum de Carvalho *et al.*, 1987), o solo colocado em um molde é submetido concomitantemente à vibração e a uma tensão estática geralmente aplicada na direção vertical, lembrando que, quando do uso de rolos vibratórios em campo, essa tensão vertical é de natureza semiestática. Muitos fatores influenciam nesses processos de compactação, tais como a frequência, a amplitude e a aceleração das ondas vibratórias, as sobrecargas, a granulometria e o teor de umidade do solo (e.g., Nagula *et al.*, 2018 e Dobrescu, 2020).

A determinação do índice de vazios máximo e mínimo é regida pelas normas ABNT (2021 – 16840) e ABNT (2020 – 16843), respectivamente. O ensaio também é normatizado pela ASTM (ASTM 2016a e b). Pela norma brasileira, o índice de vazios máximo é obtido de uma camada de areia depositada cuidadosamente com o auxílio de um funil em um cilindro cheio de água, método chamado, algumas vezes, de “pluviometria”. Assim, é um procedimento que não envolve nada de vibração, e a própria energia gravitacional é abrandada pelo empuxo da água sobre as partículas. Já a determinação do índice de vazios mínimo envolve o uso de uma mesa eletromagnética de vibração vertical, sendo permitida a alternativa de utilização da mesa vibratória dos ensaios de peneiramento quando não se dispuser da outra. O ensaio pode ser feito com material seco ou úmido, colocado dentro do molde cilíndrico utilizado nos ensaios Proctor. A norma, entretanto, recomenda a realização do ensaio pelos dois processos (via seca e via úmida) quando se estiver iniciando novo trabalho ou quando houver mudança no tipo de material, já que, para alguns

solos, o ensaio realizado com solo úmido (é usada uma quantidade de água na amostra que permita que ela se sature durante o processo de vibração) pode fornecer índice de vazios mínimo significativamente menor que o ensaio realizado com solo seco, pois a água pode atuar como lubrificante e, ao mesmo tempo, reduzir as tensões efetivas nos contatos. Para ser ensaiado de acordo com esse método, o solo precisa atender quesitos tais como ser totalmente passante na peneira de 19 mm e ter, no máximo, 12% de finos passando na peneira de 0,075 mm. A possibilidade de quebra de grãos deve ser verificada ao fim do ensaio com a realização de nova análise granulométrica. Informações adicionais sobre os métodos de determinação dos índices de vazios máximo e mínimo podem ser obtidos, por exemplo, em Medeiros (2018) e Sarkar *et al.* (2020).

A compactação por vibração também pode ser feita pelo uso de um martelo vibrador pesado. Um martelo adequado teria uma frequência entre 25 e 45 Hz, sendo ajustado a um soquete especial. Os resultados obtidos com ele são considerados mais confiáveis para pedregulhos e areias do que os resultados dos ensaios do tipo Proctor (Smith e Smith, 1998). Nesse equipamento, o solo é misturado com água e compactado em três camadas por pressão do soquete e vibração de 60 segundos por camada. Ainda de acordo com Smith e Smith (1998), esse método somente deveria ser utilizado para areias finas e para frações de solos mais grossos que passem na peneira de 37,5 mm. Mais informações sobre o uso de vibração para compactação de solos podem ser obtidas em Klinsky *et al.* (2018), Hu *et al.* (2020) e Arkadiusz *et al.* (2022).

O uso de vibração em solos profundamente intemperizados, como os cascalhos lateríticos e mesmo em solos pouco intemperizado apresentando aglomerado de partículas, como muitos saprólitos, pode provocar a quebra dos agregados ou dos aglomerados de partículas, conforme o caso. Tais quebras conduzem, muitas vezes, a um aumento do peso específico aparente seco, trazendo a falsa impressão de que se está melhorando o comportamento do solo. É verdade que, se a compactação estiver sendo aplicada em uma barragem de terra, ocorrerá a redução da permeabilidade do solo, o que pode ser entendido como uma melhoria de comportamento, no entanto, se a finalidade for a construção de uma estrutura de pavimento, geralmente, haverá um comportamento mecânico pior para os fins a que se destina.

3.1.3 Compactação dinâmica

O ensaio de compactação dinâmica original é o ensaio Proctor Normal, padronizado pela ABNT (2016 – NBR 7182, com versão corrigida em 2020) ou, dentre outras, pela ASTM (2021 – D 698-12) e AASHTO (2021a – T99). Ele consiste em compactar a amostra de solo com porcentagens crescentes de umidade em um molde cilíndrico padrão, com, aproximadamente, 1000 cm³, em três camadas, cada uma delas por meio de 25 golpes de um peso de 2,5 kg, caindo de uma altura de 30,5 cm. No início, os esforços de compactação nas obras eram menores, já que os equipamentos eram de menor porte e, geralmente, menos eficientes, e o ensaio Proctor Normal simulava bem a energias de compactação de campo. Com o aumento do tamanho e nível de solicitação das obras, do porte dos equipamentos de campo e, conseqüentemente, das energias de compactação *in situ*, o ensaio de laboratório teve que ser readaptado para representar maiores energias de

compactação, surgindo, assim, o Ensaio Proctor Intermediário e o Modificado (ASTM, 2015 – D 1557-12 e AASHTO, 2021b – T180), cabendo destacar que, talvez, o Brasil seja o único país a trabalhar com a energia Proctor Intermediário. No Brasil, essa energia foi adotada, principalmente, em função do tipo de solo, o cascalho laterítico, usado na maioria das obras de pavimentação, pois se percebeu que a energia correspondente ao Proctor Normal era insuficiente para se atingir o comportamento mecânico desejado e o Proctor Modificado gerava uma quebra significativa das concreções.

No Brasil, os Métodos de Ensaio ME-162 (DNER, 1994, quando se utilizam amostras trabalhadas ou deformadas) e a ME-163 (DNIT, 2013, quando se utilizam amostras não trabalhadas ou indeformadas) definem o modo de compactação para as energias de compactação Proctor Normal, Intermediário e Modificado. A energia de compactação (EC) é definida pela Equação 3. Nessa norma, o volume de solo, o número de camadas e de golpes e o peso do soquete variam de acordo com a energia que se deseja aplicar no ensaio, podendo, ainda, ser usado um cilindro pequeno ou grande.

$$EC = \frac{n.P.H.}{V} N \quad (\text{Eq. 3})$$

onde: n = número de golpes do soquete padrão; P = peso do soquete (kgf); H = altura de queda do soquete (cm); V = volume do cilindro ou do solo compactado (cm³); N = número de camadas.

O ensaio Proctor é geralmente utilizado para obter a curva de compactação dos solos. Nele, pelas explicações já apresentadas, variando-se a umidade de compactação, varia-se o peso específico aparente seco obtido, o que permite a construção da curva de compactação do solo em laboratório. Alguns solos concrecionados ou apresentando partículas aglomeradas, podem apresentar um duplo pico de peso específico aparente seco – teor de umidade ótima. Isso costuma ocorrer porque, ao aumentar a umidade, fragilizam-se as concreções ou aglomerações presentes no solo, possibilitando a sua quebra, daí surgindo um novo material em termos texturais, o que possibilita o aparecimento de um segundo pico.

As curvas de compactação devem possuir, no mínimo, quatro pontos, pois são necessários, pelo menos, dois pontos no ramo seco e dois pontos no ramo úmido. O tipo de preparação de amostras para o ensaio de compactação pode influenciar o resultado obtido. Os dois fatores que mais podem influenciar são a secagem da amostra e seu reuso. Segundo Pinto (2006), a secagem prévia influencia as propriedades do solo, além de dificultar a posterior homogeneização da umidade incorporada. Com relação ao reuso de material nos ensaios, Aquino *et al.* (2008) verificaram que essa prática influencia os resultados obtidos, com tendência de aumento do peso específico aparente seco e de deslocamento da linha ótima para a esquerda, ou seja, os ensaios com reutilização de material aumentam o peso específico aparente seco máximo e diminuem o teor de umidade ótimo. Segundo os autores, esse efeito se deve à quebra das agregações presentes no solo virgem. Dias Neto (2020) discute a influência dos aspectos microestruturais produzidos por diferentes técnicas de reconstituição de corpos de prova para ensaios de laboratório nas propriedades hidráulicas e mecânicas de um solo tropical laterítico. Segundo o autor, a microporosidade do solo laterítico por ele analisado não seria afetada pelas condições de reconstituição (método de reconstituição, esforço de reconstituição ou teor de umidade de moldagem).

Existe uma variação desse ensaio dinâmico, que é o ensaio de compactação Mini-MCV (*Moisture Condition Value*), proposto por Sória e Fabbri (1980), cujos resultados são utilizados para a classificação de solos chamados de tropicais. O solo tropical é considerado aquele que apresenta peculiaridades de propriedades e de comportamento em decorrência de processos geológicos e/ou pedológicos, típicos das regiões tropicais úmidas (CTS-ISSMFE, 1985). O interesse nesse tipo de solo se deve ao fato de que, no Brasil, eles são abundantes e muito utilizados em obras rodoviárias. Segundo Nogami e Villibor (1995), os solos tropicais podem ser divididos em duas classes: os de comportamento laterítico e os de comportamento não laterítico, sendo que os primeiros merecem destaque por suas propriedades mecânicas no seu estado natural e em seu estado compactado. Segundo Santos (2006), um solo que apresenta comportamento laterítico adquire, quando compactado em condições ideais, alta capacidade de suporte e baixa perda dessa capacidade quando imerso em água. A baixa perda de capacidade de suporte quando da imersão está geralmente atrelada ao fato de que a sucção predominante e atuante nos macroporos do solo compactado é, frequentemente, pequena, sendo então o solo pouco sensível à sua perda oriunda da imersão.

Quintans (2008) apresentou uma comparação entre os resultados de curvas de compactação obtidos no ensaio Proctor e o Mini-MCV, nas energias normal e intermediária, respectivamente. O solo ensaiado foi classificado como de comportamento laterítico, contendo, na sua composição granulométrica, 26,44% de material passante na peneira 0,075 mm (nº. 200). Constatou-se que as massas específicas aparentes secas máximas obtidas dos ensaios Proctor foram inferiores às obtidas nos ensaios de Mini-Proctor para as duas energias, enquanto que os teores de umidade ótima correspondentes foram ligeiramente maiores nos ensaios Proctor.

3.2 Compactação no campo

Antes de se entrar na questão da compactação de campo, cabe apresentar alguns aspectos de laboratório que podem ser transportados para o campo. A compactação em camadas no laboratório tem por principal finalidade evitar gradientes de peso específico e de umidade ao longo do corpo de prova. Geralmente, não se discute o gradiente de umidade, mas é normal que ele ocorra, pois, ficando uma parte da camada mais densa, é natural que a água migre para a parte mais porosa, conforme mostrado por Camapum de Carvalho (1981). Em laboratório, conforme já dito, o gradiente pode ser gerado pelo consumo da energia de compactação pela interação solo-molde a partir do topo da camada ou devido ao efeito da reciclagem da energia em uma determinada camada quando se compactam as camadas que a ela se sobrepõem. Em campo, essas causas se repetem, mudando apenas o fato de a perda de energia por interação solo-molde em laboratório passar a ocorrer em campo pela interação do solo localizado no ponto submetido ao esforço de compactação com as demais partículas compondo continuamente a camada de solo. Esse efeito dissipador de energia no campo é menor que em laboratório, daí a possibilidade de se compactar camadas mais espessas. É importante lembrar que, nesse efeito, a dissipação da energia em campo se dará por atuação de coesão e atrito, enquanto, no laboratório, ela se dá mais função do atrito entre materiais distintos, o solo e o molde. Assim, é de se esperar que, no

campo, a espessura da camada a ser compactada com o mínimo de gradiente será função não só do tipo de equipamento, mas também do tipo de solo.

Outro paralelo que se pode fazer e que está diretamente associado à eficiência da compactação diz respeito às características do material de base sobre o qual a camada de solo a ser compactada se deposita. Em laboratório, parte-se, geralmente, de uma base metálica rígida e, no campo, de um material, na maioria dos casos, destinado a ser menos competente que a camada a ser compactada que a ele se sobrepõe. Essa observação é importante, pois coloca em destaque o fato de que a eficiência da compactação dependerá, também, da rigidez do material subjacente.

Um terceiro aspecto a ser destacado é o paralelo que se pode fazer entre a compactação no ramo úmido da curva de compactação em laboratório e a compactação de solos com excesso de umidade em campo. O princípio que leva à ineficiência na compactação no laboratório e no campo para essa situação é exatamente o mesmo, que é a geração de poropressão no fluido ar-água por perda da continuidade da fase ar, reduzindo, assim, a energia efetiva de compactação e, portanto, o seu efeito densificador.

Finalmente, por vezes, adota-se, em laboratório, em especial, quando se analisa alguns aditivos químicos e biológicos destinados à estabilização dos solos finos, a cura ao ar por 48h ou 72h. Essa recomendação é feita por Nogami e Villibor (1995) quando se executa uma camada de base com solo fino em campo para fins de pavimentação. Cabe aqui, no entanto, uma observação. Os solos finos geralmente usados em projetos de pavimentação são solos profundamente intemperizados e, portanto, isentos de argilominerais expansivos. Frequentemente, eles são caulíníticos, com teor variável de quartzo e oxi-hidróxidos de ferro e alumínio. Com a cura ao ar, esse solo se contrai devido à atuação da sucção/capilaridade e, pela natureza mineralógica de suas partículas, quando de um eventual aumento de umidade ou mesmo saturação como ocorre em laboratório, expande menos que contraiu, gerando, assim, um produto geralmente mais resistente. Para averiguar a melhoria do solo devido à estabilização, deve-se submeter o solo não tratado ao mesmo tipo de cura ao ar. O mais importante aqui, no entanto, é salientar que a ação da sucção/ capilaridade constitui-se em forte energia densificadora do solo, podendo, em condições adversas ou naquelas preconizadas por Nogami e Villibor (1995), ser utilizada na compactação dos solos.

Tratando-se, agora, mais diretamente da questão da compactação de campo, as atividades que a envolvem começam já com a localização de áreas de empréstimo onde estarão os solos adequados para serem usados naquele projeto, sua remoção e transporte para o local da obra. A escolha é baseada em tipo, volume, propriedades e comportamento do solo necessário para a obra, além da distância de transporte. Também poderá ser necessário o ajuste desse solo para colocá-lo nas condições ideais para uso na obra, o que é feito após espalhá-lo em camadas que variam de 15 a 50 cm, dependendo do tipo de solo, do tipo de equipamento que será utilizado e do que se busca em termos de propriedades e comportamento da camada de solo compactada. Essas etapas preliminares não serão comentadas, sendo considerado que a camada de solo já está pronta para receber os esforços de compactação no campo. Serão comentadas algumas técnicas e equipamentos utilizados nesse processo.

Como na compactação feita em laboratório, os valores de pesos específicos secos obtidos no campo são função do tipo de solo, da quantidade de água utilizada e da energia específica aplicada pelo equipamento utilizado. A energia de compactação é função de fatores como tipo e peso do equipamento e do número de passadas e velocidade com que passa. Também no campo, a energia de compactação pode ser aplicada de maneiras diferentes: por meio de esforços de pressão, impacto, vibração ou por uma combinação destes. Na verdade, os processos de compactação de campo que usam a vibração o fazem de modo associado a uma pressão, já que a vibração utilizada isoladamente é pouco eficiente. Solos sem coesão terão uma compactação mais eficiente quando se emprega vibração. Os equipamentos mais utilizados no campo são os rolos pé de carneiro, liso, de pata curta e pneumático, sendo que a escolha é função do tipo de solo e das condições de execução (Tabela 1).

Tabela 1 – Tipos de solos e equipamentos sugeridos para fazer a compactação de campo

Tipo de solo	Equipamento sugerido
Solo rochoso, areias pedregulhosas	Rolo com malha ou rolo liso, rolos vibratórios e rolo grelha
Pedregulhos, areias	Rolo de borracha, rolo vibratório
Areias, pedregulhos, solo siltoso, solo argiloso	Rolos pneumáticos
Solo siltoso e solo argiloso	Rolo pé de carneiro
Solos em regiões confinadas	Placas vibratórias ou sapo mecânico
Areias	Rolo vibratório, compactação dinâmica

3.2.1 Compactação semiestática

A compactação semiestática baseia-se na aplicação de uma pressão crescente, uniformemente distribuída sobre o solo. O processo é executado com o uso de rolos, que compreendem os lisos de aço ou de tambor, os de pé de carneiro, os de pata curta, os de grelha e os pneumáticos. Os do primeiro tipo, rolos lisos, recobrem 100% da largura do rolo, com uma pressão que atinge, normalmente, 380 kPa (Holtz e Kovacs, 1981), podendo ser utilizados em qualquer tipo de solo, exceto nos rochosos, embora sejam comumente indicados para solos arenosos, pedregulhos e pedra britada, lançados em espessuras inferiores a 15 cm. Sua aplicação mais rotineira é em revestimentos asfálticos e no acabamento superficial das camadas compactadas.

Os rolos pneumáticos, por sua vez, fazem uma cobertura de 80% de sua largura e as pressões aplicadas pelos pneus podem chegar a 700 kPa (Holtz e Kovacs, 1981). O resultado da compactação depende da pressão nos pneus. São usados tanto para solos granulares como solos coesivos, em camadas de até 40 cm, para trabalhos de compactação de aterros para estradas ou barragens. Os rolos pneumáticos são eficientes na compactação de capas asfálticas, bases e sub-bases de estradas e indicados para solos de granulação fina e arenosa.

Já os rolos do tipo pé de carneiro são constituídos por cilindros metálicos dotados de protuberâncias intituladas patas, que estabelecem pequena área de contato com o solo, promovendo uma cobertura de 8 a 12% e exercendo pressões no solo que variam entre 1400 e 7000 kPa (Holtz e Kovacs, 1981). As patas desse rolo são consideradas longas e apresentam comprimento variando entre 15 e 25 cm. A forma das patas tanto nesses rolos como nos de pata curta são várias, sendo importante destacar, conforme mostrado por Rico e del Castillo (2006), que elas interferem na distribuição das tensões no solo. Esses rolos podem ser autopropulsivos ou arrastados por trator. Embora indicado para a compactação de solos coesivos, ele é, muitas vezes, usado em outros tipos de solo com a finalidade de promover a compactação da parte mais profunda da camada. A altura da camada compactada possui, geralmente, 15 cm e a compactação se dá de baixo para cima.

O rolo de tela, malha ou grelha é frequentemente utilizado quando o material colocado na pista para ser compactado apresenta elementos com dimensões superiores a admitida. Nesse caso, sendo o material quebradiço com a energia concentrada nas lâminas, esse rolo é usado. Ele faz uma cobertura de, aproximadamente, 50%, aplicando uma pressão de 1440 a 6200 kPa (Holtz e Kovacs, 1981). À medida que ele é rebocado, o rolo é vibrado, e o solo tem grãos quebrados em diferentes tamanhos, ficando menos uniforme e enquadrando-se nos limites de tamanho de grãos admitido.

Para se aumentar a eficiência do processo de compactação de solos granulares, no qual os rolos pneumáticos e de pata curta não atuam com eficiência, foram adicionados, a alguns equipamentos, vibradores verticais aos rolos ou rodas, formando os chamados rolos vibratórios. Nestes, a frequência da vibração influi significativamente no processo de compactação do solo. A espessura máxima de camada recomendada para receber esse tipo de equipamento é de 15 cm (Holtz e Kovacs, 1981). Cabe lembrar que, muitas vezes, a maior eficiência desses rolos com vibração se deve à fragilidade de agregados que, ao se quebrarem, possibilitam o aumento do peso específico aparente seco sem que, forçosamente, implique a melhoria do comportamento mecânico. Existem, ainda, as placas vibratórias e os sapos mecânicos de tamanho e peso variado, desenvolvidos especialmente para serem utilizados em locais onde os equipamentos de grande porte não possuem acesso. No caso de um depósito espesso de solo sobre o qual será construída alguma estrutura ou ampliada a altura de um aterro, outras técnicas precisam ser empregadas, já que a compactação feita na superfície atinge só uma profundidade pequena. Como a remoção da camada pode não ser econômica, a densificação pode ser feita por explosões, vibroflotação ou ainda por compactação dinâmica quando são aplicados vários golpes com um peso de 10 a 40 toneladas, caindo de 10 a 40 metros de altura.

3.2.2 Especificações gerais e alguns métodos de controle de campo

O controle da compactação no campo, em geral, resume-se em verificar se o peso específico e o teor de umidade especificados em projeto foram atingidos. Há uma boa correlação entre esses valores de peso específico e umidade com as propriedades de engenharia do solo, o que faz com que seu controle seja um procedimento quase sempre conveniente (Holtz e Kovacs, 1981). Deve-se ter em mente que o objetivo real do controle de campo é o de verificar se as propriedades de engenharia previstas em projeto foram realmente atingidas e, nesse sentido, muitas vezes, o peso específico é atingido porque, no campo, o

material é, em sentido amplo, diferente do laboratório ou não é atingido pelo mesmo motivo. Exemplificando: uma jazida de cascalho laterítico apresenta, muitas vezes, apesar de semelhanças de cor e textura, um perfil estratigráfico em que a composição químico-mineralógica e, por consequência, a densidade real dos grãos, altera-se com a profundidade. Para os estudos de laboratório normalmente realizados, dadas as semelhanças, são misturados materiais de diferentes profundidades ou, por uma questão de facilidade, o material é simplesmente coletado em uma única profundidade. No entanto, no campo, geralmente, a jazida é explorada por camadas, fazendo sobressair diferenças em relação à previsão de projeto feita com base nos estudos de laboratório. Em casos como esse, o ideal é que se analise tanto os resultados de laboratório como os de campo em termos de índice de vazios, eliminando-se, assim, a influência da densidade real dos grãos.

Comumente, as especificações para a execução do projeto no campo nascem após a execução dos ensaios de laboratório com o solo da área de empréstimo selecionada. Recomenda-se que, em perfis de intemperismo tropical, devido às alterações químico-mineralógicas, façam-se alguns estudos em perfil, deixando-se um pouco de lado a separação em camadas com base em características como cor e textura. É, ainda, recomendável para esses solos verificar se a curva de compactação obtida com secagem da amostra, como normalmente se faz, é igual à obtida para o solo a partir da umidade de campo, secando-se o solo o necessário apenas até a atingir a umidade de compactação, pois essa será a condição de compactação no campo. Se o solo possui agregados dotados de microporosidade, em campo, essa microporosidade estará geralmente saturada, mas, uma vez seca em laboratório, dificilmente ela volta a essa condição de saturação, impondo, assim, uma diferença na umidade ótima. Um outro aspecto já relatado diz respeito à possibilidade de presença de halosita hidratada, que, ao se desidratar, não se reidrata com o umedecimento, gerando, assim, diferenças em relação ao campo tanto no peso específico, devido à mudança na densidade da halosita, como na umidade ótima, devido à impossibilidade de sua reidratação.

Uma vez definido o material que será compactado, a estrutura é projetada e, então, são escritos os procedimentos de compactação a serem seguidos no campo, inclusive com a definição dos ensaios de campo cujos resultados servirão de base para o controle da qualidade da construção. Existem, basicamente, dois tipos de especificações que são feitas para a execução dos trabalhos de compactação no campo. Um dos tipos determina somente o resultado final que se deseja, consistindo em informar qual grau de compactação é aceitável para aquele solo, sendo o grau de compactação a relação entre o peso específico aparente seco de campo e o peso específico aparente seco máximo de laboratório, obtido de acordo com o ensaio padrão especificado. Esse tipo de especificação é muito utilizado para estradas e mesmo preparação de terrenos para servir como fundação. Uma vez determinado o grau de compactação desejado, em geral, não há nenhuma exigência com relação ao tipo de equipamento e nem quais procedimentos serão utilizados para se atingir aquele valor de peso específico.

Como compactar solo no ramo úmido ou seco fornecerão produtos com diferentes propriedades de engenharia, também se deve especificar a faixa aceitável de variação do teor de umidade no campo em relação ao teor de umidade ótimo de laboratório. Desse modo, não basta apenas definir o grau de compactação, mas também a faixa aceitável de teor de umidade para garantir maior proximidade do comportamento de campo com o da-

quele esperado, já que, no campo, o peso específico desejado pode ser atingido aplicando-se uma combinação de diferentes esforços de compactação com diferentes teores de umidade. Por exemplo, um solo com teor de umidade acima da ótima pode atingir o valor de peso específico de projeto se um maior esforço de compactação for aplicado por meio de mais passadas ou equipamento mais pesado. Isso, porém, traz efeitos que já foram previamente comentados, tais como o fato de solos compactados com teor de umidade acima do ótimo e com elevados níveis de energia de compactação possuírem, se pouco intemperizado, resistência mais baixa para baixos níveis de deformação.

O outro tipo de especificação detalha os métodos de execução da obra, ou seja, determina o tipo de equipamento, quantas passadas, altura da camada, etc. Nesse caso, é comum fazer a construção de camadas para teste para se chegar a alguma conclusão sobre essas especificações. Esse tipo de especificação só se justifica para obras muito grandes, de alta responsabilidade e custo.

Na compactação de campo, se o solo utilizado variar muito, deve-se ter maior atenção ao se determinar o grau de compactação, uma vez que esse solo usado no campo poderá ser diferente do ensaiado em laboratório. Quando já se percebe claramente que o solo que está sendo compactado na obra passou a ser diferente do previamente utilizado, uma técnica que pode ser utilizada é fazer uma verificação utilizando um ponto único da curva de compactação desse novo solo, conforme descrito em Holtz e Kovacs (1981). Para tanto, deve ser coletada, no campo, uma quantidade de solo suficiente para ser executado um ponto da curva de compactação com um teor de umidade abaixo do teor de umidade ótimo. O esforço de compactação deve ser aplicado sobre uma superfície rígida, sendo descartados pavimentos asfálticos ou os próprios solos compactados como apoio para compactação desse molde, de modo a tornar a situação similar à de laboratório. O processo pode ser entendido com auxílio da Figura 6. Aí, estão representadas três curvas de compactação obtidas em laboratório com diferentes energias aplicadas ao solo inicialmente previsto para utilização na obra. O resultado do ensaio de verificação feito no solo considerado diferente é representado, nesse gráfico, pelo ponto X. Por similaridade com as demais curvas, é possível se obter a provável curva de compactação do novo solo e, por consequência, estimar o peso específico aparente seco máximo e a umidade ótima de compactação, que deve se situar sobre a linha ótima. Percebe-se que, se esse ponto de verificação fosse feito com o solo em um teor de umidade acima do teor de umidade ótimo, ponto Y, não seria possível distinguir de qual curva esse resultado mais se aproximaria, pois, no ramo úmido, a energia efetiva de compactação muda em função da poropressão positiva gerada. Essa técnica, porém, só é recomendável para solos com composição químico-mineralógica semelhante, não exatamente igual em teor, a menos que este afete a estabilidade estrutural de agregações e aglomerados de partículas, e para solos que apresentem textura pouco evolutiva com as condições de compactação (Camapum de Carvalho, 1985).

O desenvolvimento tecnológico tornou possível e prático englobar, nos controles de compactação de campo, a aferição do número de passadas do rolo por meio do acoplamento de um GPS e tela de vídeo no equipamento trator sendo visualizado pelo operador. Nessa técnica, a cor da camada que está sendo compactada vai mudando na tela na medida em que se amplia o número de passadas, tornando possível detectar trechos onde o número de passadas especificado não foi atingido. A visualização da tela de modo remoto

pode ser acompanhada nos escritórios de projeto, execução e fiscalização. O sistema de controle via digital pode, também, ser implementado em relação a remoção do material na jazida e sua deposição em locais específicos da obra, bastando, para isso, o uso de cartões contendo leitura ótica. Essa técnica não elimina a necessidade de verificação do estado do material compactado *in situ*, no entanto, ela aumenta o nível de confiança na representatividade daquele ponto em relação à obra como um todo. Portanto, estão disponíveis no mercado, equipamentos que fazem o monitoramento constante para melhores resultados na compactação, dispondo de equipamento na cabine permite o acompanhamento de todo o processo, informando o operador sobre o índice de compactação inteligente atingido e a quantidade de passadas em cada ponto da superfície compactada. Como prova da qualidade da compactação realizada, todos os dados de produção são armazenados. Em ambientes onde vários rolos operam simultaneamente, é possível sincronizar os dados de produção entre eles em tempo real, evitando, assim que um rolo compacte uma região já compactada por outro equipamento. Assim, o desenvolvimento tecnológico permitiu a implementação cada vez mais difundida do que se chama Controle de Compactação Inteligente (Intelligent Compaction Control - ICC), que consiste em um contínuo controle e monitoramento da compactação usando rolos com energia de compactação ajustável (amplitude, frequência e velocidade do rolo). Em ICC, uma série de parâmetros são medidos: deslocamentos/amplitude do rolo (para cima e para baixo) usando o acelerômetro montado no tambor, frequência, velocidade do rolo e várias capacidades relativas de rolamento ou valores equivalentes de rigidez/densidade (e.g. Hossain *et al.*, 2006; Anderegg *et al.* 2006; Cai *et al.*, 2017, Kodikara *et al.*, 2018).

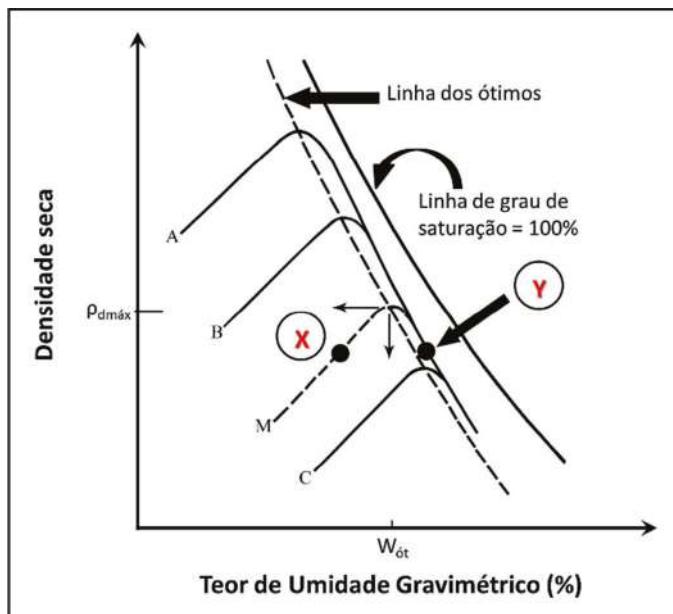


Figura 6 – Método de checagem da densidade de campo utilizando um único ponto (modificado de Holtz e Kovacs, 1981)

4. CURVAS TÍPICAS DE COMPACTAÇÃO DE CAMPO E LABORATÓRIO

Como já visto, o formato da curva de compactação é função de vários fatores, podendo mudar para o mesmo solo. Das (2006) apresentou resultado do estudo do comportamento de 35 solos quando compactados. Neste estudo, foi verificado que eles apresentaram quatro tipos de curvas de compactação, que estão representadas na Figura 7. A curva do tipo A, que apresenta um único ponto de máximo bem distinto, seria característica de solos que possuem limite de liquidez entre 30 e 70. A curva do tipo B seria típica de solos com limite de liquidez menor que 30, apresentando um pico distinto e outro ponto de mínima no ramo seco. O mesmo acontece com a curva do tipo C, também típica para solos com limite de liquidez menor que 30, que apresenta dois trechos com concavidade para baixo, ou seja, dois pontos de máxima e um de mínima. Já a curva do tipo D não apresenta nenhum pico. Esse tipo de curva poderia ocorrer para solos com limite de liquidez acima de 70, que também poderia apresentar uma curva do tipo C. Verifica-se que as análises feitas por Das (2006) apenas enquadram os solos segundo suas propriedades, mas não apresentam o entendimento das particularidades das curvas, o que se buscará fazer a seguir.

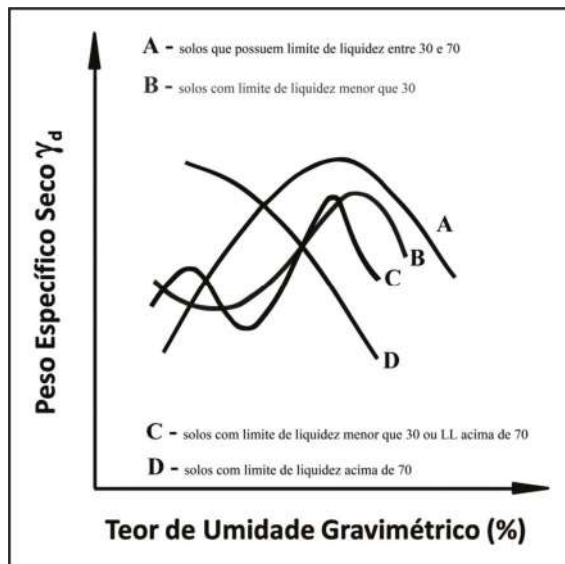


Figura 7 – Tipos de curva de compactação (adaptado de Das, 2006)

Inicialmente, faz-se necessário estabelecer o que comanda a redução da porosidade do solo durante o processo de compactação. Aqui, optou-se, propositalmente, por se usar o termo porosidade em lugar de peso específico aparente seco ou densidade. Essa opção se deve ao fato de que a porosidade independe da densidade real dos grãos, enquanto o peso específico está diretamente associado a ela, podendo induzir a interpretações errôneas na análise de resultados. Ainda, poder-se-ia ir um pouco além e incluir, na discussão,

a distribuição de poros, tão relevante para o comportamento dos solos tropicais e dos Resíduos de Construção e Demolição (RCC) quando compactados (Camapum de Carvalho, 2017). Voltando-se à questão central, no ramo seco, a redução maior ou menor da porosidade durante o processo de compactação é função da energia aplicada e da energia resistente, também intervindo, no processo, a maior ou menor estabilidade de agregados, aglomerados de partículas e, embora mais raramente, das partículas individualizadas. No ramo úmido, a maior ou menor porosidade oriunda da compactação é, frequentemente, fruto da geração de poropressão positiva no sistema ar-água contido nos poros do solo durante a aplicação da energia de compactação, fazendo com que diminua a energia efetiva de compactação. A energia externa é, geralmente, aplicada de quatro formas, estaticamente, semiestaticamente, dinamicamente e por vibração, sendo que muitos autores consideram a energia vibratória como dinâmica. Embora a energia vibratória seja efetivamente dotada de dinâmica, a distinção parece apropriada em função das especificidades da dinâmica nos dois métodos tanto em laboratório como no campo. Já a energia interna é avaliada, por uma questão de simplicidade, por meio de propriedades como lubrificação e capilaridade/sucção. Porém, é importante que se saiba que tais propriedades são ditadas pelas propriedades físicas e/ou químico-mineralógicas do solo e do sistema solo-água, sendo, no caso das argilas, relevante o balanço entre as forças de atração e repulsão entre as partículas. No que se refere à estabilidade dos agregados e aglomerados de partículas, os principais elementos intervenientes são as cimentações internas, que podem ou não estar presentes, e a capilaridade/sucção. Apenas a título de exemplo da importância da sucção/ capilaridade, se um solo agregado ou constituído por um aglomerado de partículas não for estruturado por efeito de cimentação, sua secagem prévia elevará enormemente a sucção/ capilaridade. Quando de uma eventual saturação, a água, ao penetrar esses elementos, submeterá a fase ar a pressões positivas, promovendo a separação das partículas.

As curvas do tipo A (ver a Figura 7) constituem o modelo padrão em que, por efeito de maior lubrificação entre os grãos e devido à redução da capilaridade/sucção ao diminuir a energia resistente com o aumento da umidade, a energia externa de compactação aplicada torna-se mais efetiva, provocando a redução da porosidade do solo. Como já mencionado, quando ocorre a oclusão da fase ar, inicia-se a geração de poropressão positiva na água, reduzindo a energia efetiva externa aplicada e, por consequência, permitindo menor redução da porosidade.

As curvas do tipo B e C (Figura 7) podem ocorrer em duas circunstâncias: a) quebra de agregados ou aglomerações de partículas, formando o primeiro pico ao dar origem a um novo material, para o qual se obtém o segundo pico; b) teor de umidade insuficiente para gerar o efeito resistente da capilaridade/sucção no ramo seco do primeiro trecho, daí o aumento de peso específico por alívio das tensões efetivas normais nos contatos até que certa adesão da água com os minerais em contato faça cair o peso específico. Ao se formarem os meniscos ou estabelecer-se a continuidade da fase água entre argilominerais, dá-se início à formação do segundo pico, seguindo a descrição do apresentado para a curva A. A curva D (Figura 7) pode ocorrer por dois motivos: a) devido ao aumento das forças de repulsão entre partículas de argilominerais com o aumento do teor de umidade; b) em materiais hidrofugantes, para os quais o aumento de umidade gera o afastamento das partículas de solo.

A literatura tem apresentado que a eficiência da compactação não tem se mostrado proporcional ao aumento da energia (Cernica, 1995; Quintans 2008, Kodikara *et al.*, 2018). O fenômeno é, no entanto, de fácil compreensão. Qualquer que seja a energia de compactação, mantida a área de sollicitação, ao iniciar a compactação sob uma determinada energia, amplia-se a energia resistente oriunda dos contatos, fazendo com que a energia externa passe a ser consumida nos primeiros centímetros, impedindo a propagação para os centímetros seguintes. Ao se ampliar a área de contato, por exemplo, aumentando a área da pata, a tendência é atingir camadas mais profundas, devendo-se, evidentemente, levar em conta a energia atuante. Também, a forma da área por meio da qual se transmite a energia externa de compactação ao solo afeta o resultado da compactação devido à distribuição das tensões, ou seja, uma pata de forma quadrada terá uma eficiência na compactação distinta daquela oriunda de uma pata circular.

5. USO DE SOLOS COMPACTADOS

Neste item, serão apresentadas informações sobre técnicas e experiências sobre o uso dos solos compactados em algumas obras de engenharia.

5.1 Em aterros para barragens

Na Engenharia Civil, o termo “aterro” está ligado à subida do nível de um terreno realizado, na maioria das vezes, utilizando-se solos compactados. Aterros são utilizados em diversas obras, e a construção de barragens de terra está intimamente ligada a eles. Neste item, será descrita a utilização de solos compactados em aterros, dando-se ênfase, principalmente, à sua utilização em barragens. Nas especificações técnicas de barragens, o termo “aterro” é, muitas vezes, substituído pelo termo “maciço compactado” e se refere às zonas de materiais terrosos, areias, materiais argilosos, granulares e enrocamentos. Nesse subitem, o uso do termo será limitado ao maciço de solo e refere-se ao depósito artificial de solo compactado, implicando escavação, transporte e compactação do solo.

A compactação de aterros tem como objetivo a homogeneização e a melhoria de suas propriedades de engenharia. No processo de compactação em campo, usualmente, é realizado um processo mecânico, envolvendo compressão, apiloamento ou vibração, e o controle é realizado com base em dados de laboratório, ou seja, os dois processos, compactação de campo e laboratório, são essenciais para garantir um aterro seguro. Torna-se necessário o projetista definir, com base na obra, qual a variação que as propriedades de interesse do empreendimento podem ter em função das variações do ensaio de compactação e do seu impacto no comportamento do material compactado. Portanto, uma vez estabelecida as condições de projeto, importa assegurar que elas serão respeitadas na execução da obra, razão pela qual surge a necessidade de proceder ao controle de compactação *in situ*. Na construção de uma obra de terra compactada, há um conjunto de decisões que vão desde a escolha do material, a área de empréstimo, a fixação dos parâmetros de projeto, a escolha dos equipamentos, a execução da obra e ainda as operações de controle, pressupondo-se haver um perfeito domínio sobre toda a problemática envolvida na compactação (Melo e Ferreira, 1981).

5.1.1 Compatibilidade entre compactação de laboratório e de campo

A compactação de campo é definida em função da finalidade, construção ou complementação e das condições de execução, canal, aterro, etc. Para a elaboração de um projeto de uma barragem, os parâmetros de cálculo são tomados com base em ensaios de compactação de laboratório e dos estudos de comportamento realizados sobre esses solos. A compactação de laboratório é definida buscando-se adotar a metodologia que mais a aproxima da condição de campo. Portanto, alguns aspectos devem ser observados na realização dos ensaios de laboratório e serão comentados nas alíneas a seguir.

a) Tipo de solo

Como já visto, o tipo de solo influencia de maneira decisiva o processo de compactação, prevalecendo a distinção entre solos finos e grossos e entre solos argilosos e arenosos ou siltosos. Os solos coesivos, caso da maioria dos solos utilizados em aterros no Brasil, em especial, nos destinados a núcleos de barragens, apresentam argila em sua composição e, portanto, podem apresentar diferentes argilominerais, ou seja, os fenômenos envolvendo forças elétricas entre as partículas têm um papel fundamental no seu comportamento e variam de solo para solo. A compactação dos solos argilosos com elevada energia ou umidade geralmente leva à orientação das partículas e ao predomínio das forças de repulsão entre elas, com isso, causando a ampliação da anisotropia de comportamento hidromecânico. No caso de barragens de terra e/ou terra e enrocamento, esse aspecto assume grande importância por impactar diretamente o fluxo. Cabe salientar que, no caso dos solos profundamente intemperizados, como os solos lateríticos, como as partículas encontram-se na maioria agregadas, esse efeito de orientação de partículas praticamente inexistente, sendo, porém, muito relevante no caso dos solos pouco intemperizados, os solos saprolíticos. Essa situação é bem conhecida em obra quando, por qualquer motivo, o número de passagem do rolo compactador é aumentado, e, então, percebe-se que as camadas perdem a ligação entre elas e começam a se separar em estratos. Portanto, o ensaio de laboratório deve ser adequado ao tipo de solo a ser compactado, conforme já discutido no item 2.1, devendo-se, ainda, ser dada maior importância às propriedades físicas e químico-mineralógicas do solo.

b) Coleta e preparação de amostra

Embora algumas situações, em especial àquelas ligadas às fundações e ombreiras, requeiram, muitas vezes, a coleta de amostras indeformadas, esse item terá por foco as amostras deformadas. Destaca-se, no entanto, que, no caso das ombreiras, em que é relevante o comportamento mecânico quando a amostragem se der em solos pouco intemperizados contendo partículas lamelares orientadas, faz-se necessário definir a orientação da amostra em relação à estratigrafia e à própria obra. Para o solo de fundação, geralmente são relevantes a compressibilidade e a permeabilidade, sendo que, no caso de presença de solos pouco intemperizados contendo partículas lamelares orientadas, faz-se necessário definir a orientação da amostra em relação à estratigrafia e direção de fluxo.

A coleta e preparação de amostras quando se trata de perfis de intemperismo tropical requerem atenção especial, pois suas propriedades e comportamento geralmente va-

riam ao longo do perfil em consequência do nível de intemperização sofrido, tornando-se recomendável a coleta e realização de alguns estudos em perfil na área da jazida a ser explorada. Esse estudo em perfil deve levar em conta a altimetria, colocando, em um segundo plano, aspectos como cor e textura. Em casos de previsão de estabilizações químicas, é importante que se determinem alguns perfis químico-mineralógicos na área de empréstimo.

Quando se tratar de solos profundamente intemperizados, se a prática da empresa for a realização de estudos a partir de amostras secas ao ar, é recomendável que antes se façam alguns ensaios, inclusive o próprio ensaio de compactação, com o solo na umidade natural e com pré-secagem e se compararem os resultados. Apresentando diferenças relevantes, o recomendável é fazer uso de amostras sem secagem prévia, pois, em campo, ela não ocorrerá, acontecendo, no máximo, ajustes de umidade.

Quando se tratar de solos pouco intemperizados, fazem-se necessárias análises mineralógicas para verificar se o solo não apresenta argilominerais expansivos ou mesmo se, quando compactado, não apresentará expansão estrutural. Essas análises devem também ser efetuadas em perfil, pois ele encontra-se em evolução. Esses estudos preliminares ainda na fase de amostragem e preparação de amostras é importante, pois orientarão as definições de projeto e condições de execução da obra. No caso dos solos pouco intemperizados, a secagem prévia pode também afetar os resultados, sendo relevante o estudo comparativo entre amostras com e sem secagem prévia.

Portanto, nos perfis de intemperismo tropical, tanto no caso de solos profundamente intemperizados como no caso de solos pouco intemperizados, as condições de coleta e preparação de amostras são de fundamental importância para que os estudos de laboratório sejam representativos do comportamento dos solos *in situ*.

c) Método de compactação

Na execução do ensaio em condições de laboratório, todos os fatores que influenciam o resultado obtido na compactação de solos podem ser controlados com exatidão, mas, normalmente, isso não é possível nas condições existentes no campo durante os trabalhos de construção. Assim, devido a inúmeros fatores, os ensaios de laboratório não são necessariamente representativos dos resultados de campo, mas, apesar disso, têm sido amplamente adotados e considerados satisfatórios na determinação dos parâmetros de projeto a serem empregados na obra.

Nos estudos realizados para a obtenção dos parâmetros utilizados no projeto, a moldagem dos corpos de prova é realizada em laboratórios de forma que a estrutura e o comportamento mecânico e/ou hidráulico sejam similares ao do material compactado no campo e, nesse caso, deve-se levar em conta a influência do tipo de compactação na preparação das amostras. Camapum de Carvalho *et al.* (1987) realizaram estudos com um solo calcário argiloso e concluíram que o método de compactação semiestática conduz a amostras de laboratório que têm uma estrutura e um comportamento mecânico muito perto do material compactado no campo. Com base nesses resultados e em outros estudos, seria recomendado utilizar a compactação semiestática na preparação dos corpos de prova em laboratório para se analisar qual seria o comportamento *in situ*. Porém, a compactação normatizada no Brasil é a compactação dinâmica (ABNT, 2016) e é esse o tipo

de compactação utilizado em todos os controles de aterros de barragens. Na prática dos laboratórios montados nas obras, realizar compactações diferentes da dinâmica pode não parecer razoável, pela estrutura já montada e pela dinâmica de como os resultados são obtidos, no entanto, considerando-se o custo do empreendimento, quando necessário, a infraestrutura deve ser adaptada. Destaca-se, no entanto, que a compactação dinâmica tem demonstrado que os resultados, em termos de controle de compactação, são satisfatórios. Porém, se o objetivo for averiguar os comportamentos hidráulico ou mecânico, faz-se necessário avaliar qual técnica adotar.

d) Energia aplicada

Na compactação de campo, a energia específica, que é a energia que se emprega ao solo por unidade de volume durante o processo mecânico, depende da tensão, da área de contato entre o rolo e o solo, da forma da área de contato, da espessura da camada e do número de passadas do rolo e, ainda, embora geralmente não consideradas, das propriedades mecânicas da camada subjacente. Para a definição da energia no campo que seja correspondente à usada no laboratório, no caso de barragens, são comumente executados estudos em pistas experimentais. Para cada tipo de equipamento, existe um limite para a compactação, e a utilização de aterros experimentais é importante para definir esse limite. A execução desses aterros experimentais permite o estudo dos diversos parâmetros que podem influenciar melhor a compactação, tais como a velocidade de compactação, o número de passadas e a espessura da camada. Na construção de um aterro experimental, dois fatores devem ser fixados: o solo e o equipamento. A modificação de qualquer um deles implica a realização de outro aterro experimental. Outro aspecto que deve ser levado em conta na execução do aterro experimental é a velocidade do equipamento compactador. Na maioria dos casos, as velocidades são limitadas para não influenciar os resultados.

e) Quantidade e qualidade da água a ser incorporada ao solo

O entendimento do comportamento da curva de compactação no ramo úmido é importante em algumas seções da barragem, já que a compactação é especificada nessas condições. Nesses casos, deve-se ter maior cuidado na realização da compactação em campo, pois, dependendo do solo, a diferença entre o ramo úmido e a curva de saturação é pequena, e variações na umidade de compactação, mesmo baixas, podem inviabilizar o processo no campo, pois, sendo o volume de ar pequeno, a compressibilidade do fluido ar-água também será pequena e a energia de compactação efetiva é enormemente diminuída. Nessas situações, sendo o solo pouco intemperizado, solo saprolítico, a esse efeito se soma a orientação e ampliação das forças de repulsão entre as partículas, implicando a laminação do solo e o comportamento altamente plástico. Camadas com laminação não são aceitáveis em barragens e devem ser retiradas, pois, aos já citados efeitos, soma-se a ampliação da permeabilidade horizontal.

Um fator que não tem sido levado em conta, mas que é de suma importância, é, dependendo das propriedades químico-mineralógicas do solo, a qualidade da água. Tanto em laboratório como no campo, a qualidade da água pode afetar diretamente o resultado da compactação e o comportamento solo. Por exemplo, admitindo-se que o solo a ser usado no núcleo de uma barragem é um solo profundamente intemperizado, agregado,

com pH inferior ao seu ponto isoelétrico, ou seja, ao ponto de carga zero, a incorporação de água com pH elevado ou mesmo de um estabilizante químico, como a cal, a esse solo, fará com que o seu pH passe pelo ponto de carga zero, gerando a sua desagregação. Coelho *et al.* (2016) apresentaram um estudo para solos profundamente intemperizados mostrando a influência do uso de uma água de manancial contaminada sobre os resultados da compactação do solo em laboratório. No estudo, foram utilizadas água destilada, água potável e a água proveniente de um manancial contaminado por coliformes fecais.

f) Temperatura

Nos ensaios realizados no laboratório, a temperatura tem pouca influência, pois, normalmente, esses são climatizados. No campo, a temperatura exerce importante efeito no processo de compactação. Em primeiro lugar, devido aos efeitos de evaporação, retirando água do solo, e, em segundo, devido à condensação da umidade ambiente, acrescentando água ao solo. Mas outro efeito, quase sempre pouco lembrado e que deve ser considerado, é a influência da temperatura nas variações volumétricas da água e do ar e na própria sucção atuante no solo, como mostrou Lima (2018). Portanto, no processo em campo, as condições climáticas devem ser levadas em conta no planejamento da obra.

5.1.2 Recomendações gerais de projeto de aterros para barragens

As atividades de construção do maciço compactado normalmente consistem nas seguintes operações: a) estudos preliminares e escolha da área de empréstimo; b) escavação, transporte, lançamento e espalhamento do solo; c) ajuste da umidade e homogeneização; d) compactação dos materiais terrosos nas diversas zonas da barragem; e) controle de qualidade dos materiais e serviços; f) serviços de instrumentação do aterro. Essas etapas fazem parte da maioria das especificações técnicas de obras civis de construção de barragens de terra e, muitas delas, são realizadas concomitantemente. As especificações trazem padronizações que buscam aterros mais homogêneos e que apresentem características de resistência, deformabilidade e permeabilidade que permitam a eles o pleno desenvolvimento de suas funções durante a construção e período operacional. Neste item, são apresentadas as principais recomendações de projetos, baseadas nas especificações técnicas de obras civis de construção de barragens de terra em diversos estados do Brasil.

a) Área de empréstimo

Na construção de aterros, o ideal seria a utilização dos materiais provenientes das escavações obrigatórias. No entanto, na maioria das barragens, esses materiais não são suficientes ou não apresentam propriedades adequadas aos fins. Nesses casos, é necessário estudar e explorar áreas de empréstimo, sendo que os materiais dessas áreas devem atender aos requisitos das especificações da obra, cabendo destacar que, muitas vezes, o projeto deve se adequar à disponibilidade de materiais e ao cronograma imposto pelas necessidades e clima. A exploração de áreas de empréstimo provoca a degradação do local e, na sua escolha, deve-se levar em conta os custos com a recuperação da área, que, normalmente, não são baixos. Uma alternativa para se evitar esses custos é utilizar áreas de empréstimo que ficam a montante do empreendimento e que serão cobertas futuramente

pelo reservatório de água formado pela barragem. Faz-se, no entanto, necessário avaliar se tal área não gerará, no futuro, impactos negativos no próprio reservatório.

Os materiais existentes nas áreas de empréstimo geralmente apresentam variações no teor de umidade natural em função da época do ano. Na elaboração do cronograma de construção, na programação do uso desses materiais e na escolha dos equipamentos utilizados na execução do aterro, deve-se levar em consideração essa variação. Portanto, deve-se programar a execução das escavações e a formação dos estoques de materiais de modo a se prever o uso dos solos de acordo com o cronograma de lançamento dos aterros e com os requisitos técnicos previstos. O material obtido nas áreas de empréstimo também apresenta, em geral, teor de umidade fora das faixas especificadas para a compactação. Nesses casos, a umidade deverá ser corrigida até que sejam conseguidos os valores especificados, utilizando-se métodos adequados.

A indicação de uma área de empréstimo não significa que todo o material dessa área seja adequado para a construção dos aterros e somente os solos adequados poderão ser utilizados. Materiais com características insatisfatórias, como raízes, grama ou outros materiais orgânicos perecíveis ou prejudiciais aos aterros, não poderão ser utilizados e deverão, na medida do possível, ser estocados para a própria recuperação da área.

b) Materiais utilizados nos aterros de barragens

O material utilizado em aterros de barragens é muito variado, pois depende da disponibilidade e de sua finalidade na obra. Os materiais utilizados na vedação devem apresentar melhores características de permeabilidade e, portanto, uma fração mínima de argila, normalmente, pelo menos, 15%. No caso de uso de solos profundamente intemperizados agregados, como é o caso dos solos residuais maduros, a textura deve ser analisada nas condições de utilização na obra, o que corresponde, geralmente, à não utilização de agentes desagregadores/defloculadores, como os defloculantes químicos e o ultrassom. A preferência é pela utilização de solos coluvionares e residuais maduros, que texturalmente se enquadram como argilosos, argilo-siltosos, silto-argilosos, argilo-silto-arenosos ou areno-silto-argilosos, mas tem-se relato da utilização de solos residuais jovens em vários empreendimentos. Guimarães *et al.* (2003) verificaram que o uso de solos residuais jovens em barragens foi feito pela dificuldade de se encontrar materiais convencionais, solo coluvionar e residual maduro nas proximidades das obras e pela necessidade de se utilizar, obrigatoriamente, materiais das escavações. Os diversos empreendimentos que usaram esses materiais mostraram que eles foram adequados, pois apresentam boas propriedades, necessitando-se, no entanto, de estudos e cuidados especiais. A vantagem da utilização de colúvios e solos residuais maduros, solos profundamente intemperizados, é a de que as partículas de argila se encontram em estado agregado e, por isso, em situação de difícil migração. Outro aspecto positivo é o fato de apresentar baixa anisotropia devido à restrição que se impõe pela agregação à orientação das partículas de argila, o que contribui para limitar a permeabilidade horizontal. A macroporosidade existente nesses solos em estado natural é, geralmente, fechada durante o processo de compactação. No que tange à capilaridade/sucção, a condição de sucção elevada vai prevalecer para umidades usualmente não muito altas, o que minimiza a energia interna resistente à compactação. Para os solos residuais jovens, solos pouco intemperizados, essa sucção e a possibilidade de orientação das partículas dependerão da composição químico-mineralógica do solo e

do estado de aglomeração de partículas no momento de colocação na pista para ser compactado, devendo as propriedades químicas da água eventualmente usada nos ajustes de umidade do solo ser avaliadas, pois podem facilitar a orientação das partículas durante o processo de compactação.

Na construção da barragem, as características dos solos solicitadas no projeto dependem do seu local de aplicação, sendo que, no contato com a fundação em rocha, nas áreas correspondentes aos núcleos argilosos e às bases das trincheiras de vedação, normalmente, são utilizados os solos mais plásticos, no ramo úmido, de modo a permitir uma boa aderência no contato maciço-fundação. Uma importante característica que os materiais aplicados em cada seção da barragem devem apresentar é a homogeneidade das propriedades, sendo essencial que, antes do início da execução dos aterros compactados do núcleo da barragem, seja realizado um estudo estatístico para a verificação da homogeneidade e uniformidade do produto final e o ajuste necessário no processo de execução a partir de aterro experimental.

c) Equipamentos

Antes de se utilizar qualquer equipamento de compactação, estes devem ser submetidos a testes na execução do aterro experimental para verificar a sua eficiência. Conforme já visto, devem ser avaliados, principalmente, a velocidade de compactação e o número de passadas, pois esses fatores influenciam as propriedades do solo compactado. Os equipamentos de compactação são especificados em função do tipo de solo utilizado. No entanto, no Brasil, observa-se pouca variação dos equipamentos especificados e utilizados na compactação de aterros de barragens, predominando rolos com patas curtas e pé de carneiro. A Tabela 2 apresenta alguns exemplos dos equipamentos descritos nas especificações técnicas de barragens no Brasil.

Tabela 2 – Exemplos de características especificadas para os equipamentos de compactação dos aterros de barragens

Barragem	Tipo de Equipamento			
UHE Batalha	Rolo autopropelido com patas tronco-cônicas		Compactadores de impacto com pata	
	Peso: 6000 kgf/m	Velocidade: < 5 km/h	Peso: 12000 kgf/m	Velocidade: 15 a 20 km/h
UHE Foz do Chapecó	Rolo com patas ou pé de carneiro, cuja experiência em aterros semelhantes mostre que ele seja capaz de atingir os graus de compactação especificados.			
UHE Foz do Rio Claro	Rolo com patas ou pé de carneiro, cuja experiência em aterros semelhantes mostre que ele seja capaz de atingir os graus de compactação especificados.			
UHE Baguari	Rolo com patas ou pé de carneiro, cuja experiência em aterros semelhantes mostre que ele seja capaz de atingir os graus de compactação especificados.			
UHE São Salvador	Rolo autopropelido com patas tronco-cônicas		Compactadores de impacto com pata	
	Peso: 6000 kgf/m	Velocidade: < 5 km/h	Peso: 12000 kgf/m	Velocidade: 15 a 20 km/h

Quando os rolos forem operados em série ou em paralelo, deverão possuir as mesmas características de operação, dimensões e pesos. Todos os rolos deverão ser equipados com hastes ou barras de limpeza, projetadas e instaladas para evitar o acúmulo de terra entre as patas, o que limita a compactação. O eixo de cada cilindro do rolo deverá ser alinhado de maneira a permitir perfeito contato com a superfície do aterro.

Em alguns locais inacessíveis aos rolos, junto a paredes ou muros de concreto e em locais de instalação de instrumentação, não é possível utilizar os rolos especificados na Tabela 2. Nesses casos, são utilizados os compactadores mecânicos manuais, sendo que eles devem produzir pesos específicos equivalentes àqueles obtidos com a utilização dos rolos especificados para o restante da obra. Para o uso de compactadores manuais, a espessura da camada é limitada, geralmente, a 15 cm. Nos contatos com o muro de concreto e fundação em rocha, é comum, também, a utilização de passadas de pneus de pá-carregadeira com a concha cheia de solo ou rocha.

d) Execução do aterro

Hoje, com a tecnologia disponível, os veículos transportadores e as máquinas usadas na escavação da área de empréstimo, embora ainda não seja frequente no Brasil, deveriam ser dotadas de GPS e conectadas via satélite, em tempo real, aos escritórios de projeto e fiscalização e à equipe de acompanhamento de execução do aterro, que, por sua vez, com a execução da obra inteiramente planejada e informatizada, já encaminharia o condutor do veículo exatamente para a estaca de lançamento do material para ser espalhado.

O lançamento do solo no aterro deve atender os alinhamentos, greides, dimensões e declividades indicadas no projeto executivo. Durante as operações de lançamento e espalhamento, deverá haver controle topográfico permanente. Deverá ser feito o nivelamento da superfície das praças de compactação de modo a permitir o controle da espessura das camadas compactadas e para manter a declividade adequada, com inclinações suaves, geralmente, declividade mínima de 2%, podendo chegar a 5%, que permitam uma drenagem superficial adequada das águas de chuva. As superfícies deverão ser inclinadas de tal forma que as águas superficiais não sejam conduzidas às transições e aos filtros de areia, evitando-se, com isso, possíveis contaminações.

As espessuras das camadas lançadas deverão ser previamente demarcadas por colocação de cruzetas, adequadamente espalhadas pela praça, a fim de facilitar o lançamento. Os solos lançados na praça de compactação deverão estar isentos de detritos vegetais, matéria orgânica ou outros materiais deletérios.

O material lançado deverá ter teor de umidade durante o lançamento que permita o tráfego normal do equipamento e que, como resultado da compactação, produza um material de aparência homogênea, maciça, satisfazendo as condições de permeabilidade estabelecidas. As operações de lançamento e espalhamento devem ser feitas paralelamente aos eixos longitudinais dos maciços. Somente em casos excepcionais, após avaliação do projetista, poderá ser de outra forma.

Tanto quanto possível, os equipamentos de transporte deverão ser dirigidos de maneira que evitem passar pelos mesmos caminhos nas praças de lançamento, trafegando sobre o material solto lançado. Quando essa operação se tornar impraticável, deverão ser construídos aterros provisórios de material solto para suprir essa necessidade (espessura varia de 0,4 a 1 m), que serão, posteriormente, removidos.

Antes do lançamento de cada camada, aquela previamente compactada deverá ser escarificada com grade de disco e realizado o umedecimento da superfície para garantir aderência adequada. O lançamento de solo junto às estruturas de concreto será realizado após a limpeza e o tratamento das superfícies dessas estruturas para melhor aderência do solo. O material lançado e espalhado deverá ser gradeado previamente à compactação até a profundidade total da camada. Poderá ser necessário o uso de escarificador das motoniveladoras. O gradeamento deverá continuar até que: a) todo o material esteja homogeneizado; b) a pré-compactação provocada pelo tráfego de transporte seja rompida; c) todo o material com torrões que tiver sido lançado e espalhado seja quebrado e, se necessário, sua umidade corrigida até a profundidade total da camada antes da compactação.

A espessura das camadas, após o lançamento e espalhamento, não deverá exceder a 25 cm, incluindo-se o material solto remanescente da camada anterior. Esse valor poderá variar em função do material, dos equipamentos de compactação utilizados e dos graus de compactação obtidos em aterros experimentais ou no corpo do aterro. Portanto, a espessura deverá ser confirmada em pista experimental específica.

A operação de compactação será iniciada após o lançamento, espalhamento, correção de umidade e nivelamento das camadas. Cada passada do rolo compactador deverá cobrir total e uniformemente a área a ser compactada. A compactação deve ser realizada de maneira sistemática, ordenada e contínua, com os rolos compactadores se movendo em direção paralela ao eixo da barragem. Na compactação de uma área, as passagens sucessivas do rolo deverão estar separadas por distâncias iguais às existentes entre as filas consecutivas de patas dos rolos de modo a dar uniformidade à compactação como um todo. Cuidados especiais deverão ser tomados para que seja garantida uma perfeita ligação entre camadas contíguas. Hoje, em alguns países, o número de passadas do rolo já vem sendo controlado por GPS e via satélite. Nesse caso, na cabine onde fica o operador do rolo e no escritório de projeto e acompanhamento, existe um visor que informa, por meio de cores, o número de passadas em cada ponto, e, quando o local já se submeteu ao número de passadas especificado, a área assume a cor especificada para tal, por exemplo, a cor verde.

A interrupção dos trabalhos de lançamento e compactação por um intervalo de tempo longo configura a formação de juntas de construção. Para esse período de interrupção, a superfície do aterro compactado deverá ser regularizada, selada convenientemente e lançada, sobre ela, uma camada de material solto, normalmente de 50 cm de espessura. Esse procedimento é necessário para se evitar ressecamento e trincas do material compactado. Essas trincas, admitidas quando se usa solos finos lateríticos em pavimentação, são proibitivas no caso de barragens de terra por induzirem caminhos preferenciais para o fluxo de água. O teor de umidade do solo da camada de proteção deverá ser mantido sempre acima do seu valor ótimo. Por ocasião da retomada dos trabalhos de compactação, toda a camada de proteção deverá ser removida e, depois, deverá ser feita a remoção de camadas já compactadas ou parte delas caso se apresentarem ressecadas, fissuradas ou com fendas. Observa-se, portanto, que o conhecimento do efeito da atuação da capilaridade/sucção na contração do solo assume grande relevância nos projetos de barragens de terra.

Desníveis entre partes do aterro com mais de 10 (dez) camadas também são considerados como juntas de construção. O talude de junta transversal ao eixo longitudinal do

maciço deverá ter declividade máxima de 1V:2,5H e o talude de junta longitudinal deverá ter declividade máxima de 1V:2H. A altura do maciço com junta deverá ser determinada pelo projeto.

Se, durante os trabalhos, anunciarem-se chuvas intensas, deverá ser realizada, rapidamente, nos maciços, uma compactação superficial de selagem, com rolo pneumático ou outro equipamento de rolos lisos. No reinício dos trabalhos, essa camada deverá ser escarificada e tratada antes da colocação da camada sobrejacente. O tratamento consiste em homogeneizar a textura do solo e o seu teor de umidade, utilizando-se grades de discos rebocadas por trator agrícola. Nessa fase, dependendo da finalidade da parte do aterro que está sendo executada, se o núcleo ou espaldar, e do tipo de solo, se profundamente intemperizado e agregado ou pouco intemperizado e não agregado, será recomendável verificar se a textura do solo não foi alterada em relação ao estado natural. Se for um material de espaldar, no qual, geralmente, o mais relevante é o comportamento mecânico, a degradação estrutural dos solos agregados será prejudicial em relação ao comportamento previsto em projeto. Se for um material de núcleo, essa mesma desagregação tenderá a reduzir a permeabilidade, melhorando, portanto, o seu desempenho para a finalidade prevista. Contudo, tanto nesse caso como no referente ao uso de material pouco intemperizado, faz-se necessário ampliar a atenção quanto à maior possibilidade de orientação das partículas de argila.

Durante a execução do aterro, em função de algum tipo de variabilidade que possa ocorrer durante a construção, como alteração das características do solo, espessura da camada, umidade, mudança do equipamento de compactação, essas novas condições deverão ser testadas pela construção de aterros experimentais. Caso os valores determinados para o grau de compactação não sejam atingidos, deverão ser adaptados os métodos de execução da compactação, bem como a espessura da camada. Caso se trate de solos agregados ou formando aglomerações, é sempre relevante que a análise seja feita em termos de porosidade e não, simplesmente, em termos de grau de compactação, pois, apesar de o grau de compactação ser pior, a porosidade pode ser menor e a distribuição de poros, melhor. Em outras palavras, alguns agregados possuem poros internos não conectados que contribuem para o menor grau de compactação, mas não afetam a porosidade, que condiciona o comportamento hidromecânico, ou seja, os poros entre os agregados. É essa porosidade entre agregados que deve ser avaliada e verificado se é maior ou menor que a especificada.

No caso de ocorrência de camadas que apresentem superfícies internas de laminação, elas deverão ser revolvidas. A laminação é função da energia aplicada, da quantidade de água no solo e das características químico-mineralógicas das partículas, e é prejudicial para o comportamento hidromecânico do solo, pois causa a diminuição da resistência ao cisalhamento e aumento da permeabilidade nos planos onde ocorre a laminação. Nesses casos, a maioria das especificações recomendam o tratamento e a recompactação da camada. No entanto, a recompactação, dependendo do tipo de solo, pode alterar suas propriedades, conforme já explicitado neste item. O ideal é a retirada das camadas com laminação e a substituição no material. Devem ser removidas, também, quaisquer camadas que se apresentem onduladas devido à deformação plástica causada pela passagem dos equipamentos de terraplenagem sobre os solos com excesso de umidade (borrachudos).

Se a superfície de qualquer camada de aterro, antes do lançamento de uma nova camada, apresentar-se muito seca, de tal modo que prejudique a aderência com a camada sobrejacente, a superfície em questão deverá ser irrigada e revolvida adequadamente até uma profundidade que possa assegurar boas condições de ligação. Ao contrário, se tal superfície apresentar-se muito úmida, a camada deverá ser revolvida até apresentar umidade adequada à compactação. Qualquer camada que, após ser trabalhada, como exposto anteriormente, ainda não apresentar condições adequadas, deverá ser removida e substituída.

Para solos das fundações e solos argilosos dos maciços compactados, constatando-se, após a compactação, que a superfície de uma camada ou área está lisa, ela deverá ser escarificada previamente ao lançamento de uma nova camada. Após a escarificação, deverão ser feitos o destorroamento, a correção de umidade se necessária e a homogeneização do material escarificado para a melhor ligação da camada com a sobrejacente.

e) Controle de qualidade

O controle de qualidade da execução de aterros de barragens é realizado utilizando-se ensaios geotécnicos no campo e no laboratório com os materiais de construção. O controle visa obter um material compactado homogêneo e com as características especificadas no projeto executivo. Cada camada individual deverá apresentar homogeneidade quanto ao teor de umidade e ao grau de compactação, principalmente, entre seu topo e sua base. Assim, deverão ser verificados, periodicamente, em geral, a cada 10 ensaios de compactação, os gradientes de compactação ao longo da espessura das camadas. São aceitáveis gradientes médios máximos de 3% entre topo e base desde que os resultados no topo e na base atendam aos limites de grau de compactação estabelecidos.

O controle da compactação *in situ* é feito pelo acompanhamento permanente e pela inspeção visual das diversas operações de escavação, lançamento, espalhamento, umidificação, homogeneização e compactação, e confirmado pelos ensaios executados. Na inspeção visual, deve-se observar e avaliar:

- a) a escarificação, o destorroamento, a correção da umidade e a homogeneização do solo da superfície da camada compactada, suporte da camada seguinte;
- b) a distribuição, nas áreas de trabalho, dos equipamentos de transporte, espalhamento e compactação, para o controle da uniformidade da compactação;
- c) o tipo, a qualidade e as condições de umidade do material lançado;
- d) os serviços de remoção de raízes, fragmentos de madeira, detritos e outros materiais putrescíveis ou inadequados nas áreas de trabalho;
- e) gradeamento do material lançado para destorroamento e homogeneização do teor de umidade;
- f) o espalhamento e o controle topográfico rigoroso da espessura de camada de solo a ser compactada;
- g) as condições e características dos equipamentos de compactação, como peso, comprimento das patas, espaçamento entre os tambores, etc.;
- h) velocidade de operação dos rolos compactadores;
- i) o número de passadas dos rolos e a cobertura adequada da faixa durante a compactação;
- j) a espessura da camada após a compactação;

- k) a ocorrência de camadas ressecadas, fissuradas ou com fendas;
- l) as condições de trabalhabilidade do solo e a verificação da ocorrência de laminação, “borrachudo”, do revolvimento do solo pelas patas dos rolos, etc.;
- m) a ligação entre camadas de mesmo material ou de materiais diferentes;
- n) as inclinações das superfícies dos maciços do modo que permitam uma drenagem adequada das águas de chuva.

Cabe destacar que várias dessas observações e avaliações visuais poderão ser realizadas por automação dos sistemas operacionais, tornando-as mais rápidas e quase sempre mais seguras. Como mencionado no item 3.2.2, existe o que se chama Controle de Compactação Inteligente (Intelligent Compaction Control - ICC), que consiste em um contínuo controle e monitoramento da compactação, quando uma série de parâmetros são medidos em tempo real, já informando sobre a qualidade da camada compactada e se os parâmetros desejados foram atingidos (e.g. Hossain *et al.*, 2006; Andregg *et al.*, 2006; Cai *et al.*, 2017, Kodikara *et al.*, 2018).

No campo, deve-se verificar, rotineiramente, o grau de compactação e o teor de umidade das camadas compactadas. A metodologia especificada e a frequência variam para cada empreendimento. A Tabela 3 apresenta alguns exemplos de metodologias e frequências especificadas para algumas barragens no Brasil. O controle é realizado após a raspagem de aproximadamente 5 cm de solo compactado no local do ensaio. Normalmente, o controle de compactação é efetuado utilizando-se o desvio da umidade (Δw , %) e a determinação do grau de compactação (GC, %).

A obtenção rápida do grau de compactação (GC%) e do desvio de umidade (Δh (%)) para agilizar o processo construtivo das barragens é feita, normalmente, pelo método de Hilf, correlacionando-se, previamente, seus resultados com os do ensaio Proctor Normal. Devem ser estabelecidos sistemas de controles estatísticos de qualidade por meio de “cartas de médias e amplitudes” de maneira que a aprovação da compactação admita tolerâncias compatíveis com a qualidade desejada. Esses estudos poderão fornecer subsídios para a determinação de novas rotinas de verificação da compactação e, eventualmente, para programar modificações de seus métodos e controle de construção, visando a maior eficiência nas operações dos equipamentos. A faixa de desvio dos teores de umidade, dentro da qual deverão se situar todos os resultados dos ensaios de controle, depende das características do material adotado e dos parâmetros geotécnicos especificados para a obra. A Tabela 4 apresenta as faixas de desvio dos teores de umidade, dentro das quais deveriam se situar os resultados dos ensaios de controle de compactação, utilizadas em algumas barragens no Brasil. Os desvios de umidade admitidos são, geralmente, função da forma da curva de compactação e de como as variações de peso específico a ela atreladas interferem no comportamento. Geralmente, curvas de compactação mais planas permitem maiores faixas de umidade, pois a tendência é que, se a umidade intervir pouco no peso específico, intervirá pouco no comportamento hidromecânico. Outro aspecto importante é que, se os estudos de laboratório foram realizados sobre amostras secas previamente, é provável que a umidade de campo será deslocada para o ramo úmido em relação aos resultados de laboratório e, talvez, até seja isso que leve, muitas vezes, às especificações de execução situarem as faixas de umidade no ramo úmido.

Tabela 3 – Exemplos de metodologias e frequências adotadas no controle de compactação dos aterros de barragens.

Barragem	Metodologia	Frequência
UHE Batalha	Hilf	Um ensaio por cada camada compactada desde que ela não exceda 200 m ³ ; caso contrário, deverão ser executados, pelo menos, dois ensaios.
UHE Foz do Chapecó	Proctor-Hilf	Um ensaio para cada camada compactada. Caso a camada compactada tenha mais de 1.500 m ³ , serão executados, pelos menos, três ensaios.
UHE Foz do Rio Claro	Proctor-Hilf	Um ensaio para cada camada compactada. Caso a camada compactada tenha mais de 1.500 m ³ , serão executados, pelos menos, três ensaios.
UHE Baguari	Hilf	Um ensaio para cada camada compactada e, no mínimo, a cada 1.500 m ³ de material compactado.
UHE São Salvador	Hilf	Dois ensaios para cada camada compactada. Caso a camada compactada tenha mais de 1.000 m ³ , será executado, pelo menos, mais um ensaio.

Tabela 4 – Exemplos de faixas de umidades adotadas em controle de compactação dos aterros de barragens

Barragem	Camadas de Solo	Contato com estruturas de concreto e no contato do núcleo argiloso com a rocha ou solo de fundação
UHE Batalha	- 1,0% a +2,0%	+ 1,5% a + 3%
UHE Foz do Chapecó	0,90 $w_{ótima}$ a 1,10 $w_{ótima}$	0 a + 3%
UHE Foz do Rio Claro	0,975 $w_{ótima}$ a 1,015 $w_{ótima}$	+ 1,5% a + 3%
UHE Baguari	- 1,0% a +2,0%	+ 1,5% a + 3%
UHE São Salvador	- 2,0% a +2,0%	+ 1,0% a + 3%

O desenvolvimento dos trabalhos de compactação no campo poderá indicar a conveniência ou a necessidade de se variar a faixa de desvio especificada para se conseguir compactação adequada das camadas. Nesses casos, é necessário realizar estudos, reavaliando-se os resultados obtidos na execução do aterro e as características das áreas de empréstimo e, preferencialmente, utilizando-se aterros experimentais. A correção do teor de umidade por secagem ou umedecimento deverá ser efetuada nas próprias áreas de exploração dos materiais terrosos. Nas áreas de compactação do aterro, serão permitidas somente pequenas correções na umidade, da forma e com o tipo de equipamento adequado para esse tipo de serviço. Toda camada já lançada e compactada deverá ser mantida dentro dos limites de teor de umidade especificados até o lançamento da camada subsequente. As camadas que, depois de compactadas, apresentarem teor de umidade acima do especificado, deverão ser revolvidas até se enquadrarem na faixa de umidade especificada. Ao contrário, as camadas compactadas que apresentarem teor de umidade abaixo do

especificado deverão ser retrabalhadas e recompactadas, conforme descrito anteriormente. Lembrar sempre que a recompactação deve ser avaliada, pois, dependendo do tipo de solo, essa prática pode alterar suas propriedades e seu comportamento. Deve-se também avaliar, quando a faixa de umidade não tiver sido alcançada, se o grau de compactação o foi, e, se o comportamento corresponde ao especificado. Tal averiguação é importante, pois em alguns casos, especificidades do solo, como porosidade de agregados, quando for o caso, e composição mineralógica ou preparação das amostras para os ensaios de laboratório que conduziram à especificação da faixa de umidade de campo apresentam alguma discrepância em relação ao material usado na camada do aterro executada.

A obtenção da massa específica aparente seca *in situ* em aterros de barragem, normalmente, é feita pelo método de cravação do cilindro biselado, podendo ser utilizadas outras metodologias. Os graus de compactação mínimos e máximos aceitáveis dependem das características do material adotado e dos parâmetros geotécnicos especificados para a obra. A compactação deve ser a mais uniforme possível, sendo preferível a obtenção de valores de grau de compactação próximos da média em detrimento de valores elevados. Os graus de compactação utilizados em algumas barragens no Brasil ficam em torno de 96% para o mínimo, 98% como média, e 102% como máximo, tendo o Proctor Normal como referência.

Além do controle do grau de compactação e da umidade, rotineiramente, são abertos poços de inspeção nos maciços, com seção quadrada de 1,5 m de lado, para a análise visual e tátil de suas paredes e, sempre que houver necessidade, para a extração de amostras indeformadas e verificações de juntas de construção e regiões do maciço cujas superfícies ficaram expostas ao tempo por longos períodos. No caso de extração de amostras indeformadas, elas devem receber identificação quanto à sua orientação em relação ao eixo da barragem e indicação do topo e da base. Essa orientação pode ser útil na definição da montagem dos ensaios a que se destinam, devido à possibilidade de alterações estruturais do solo em função da direção de trânsito dos rolos compactadores. Uma vez desempenhadas essas funções, os poços serão fechados, compactando-se conforme as determinações da equipe responsável pelo controle tecnológico de qualidade. Outras inspeções poderão ser determinadas pela equipe responsável pelo controle tecnológico de qualidade.

5.2 Em pavimentos

As estruturas de pavimento podem ser classificadas como rígidas, flexíveis e semi-rígidas ou semiflexíveis. Atualmente, existe a tendência de se usar as nomenclaturas: pavimentos de concreto de cimento Portland, pavimentos asfálticos e pavimentos permeáveis, respectivamente.

A compactação na execução de estruturas de pavimentos é uma prática corriqueira, feita em função das disponibilidades de materiais que atendam às exigências de comportamento mecânico inerente às solicitações do tráfego característico da rodovia e com o uso de técnicas adequadas ao tipo de solo. As especificidades do tipo de solo estão, geralmente, relacionadas à evolução e/ou formação geológica no local da área de emprestimo e, em se tratando do subleito, do local onde se deseja a implantação das estruturas de pavimento.

Nos pavimentos de concreto de cimento Portland, a espessura da camada do revestimento é fixada em função da resistência à tração sobre flexão das placas de concreto e das resistências das camadas subjacentes. Usualmente, designa-se a subcamada desse pavimento como sub-base, uma vez que a qualidade do material dessa camada equivale à sub-base de pavimentos rodoviários se comparada à capa de concreto. No caso geral, o pavimento de concreto de cimento Portland é constituído das camadas de reforço do subleito, sub-base e da placa de concreto de cimento Portland.

A estrutura de pavimentos flexíveis, geralmente, é composta da base para o topo por uma sub-base, base e revestimento assente sobre a fundação, que é denominada de subleito, podendo incluir o seu reforço (Figura 8). Dependendo da finalidade da obra, das características do subleito e do volume de tráfego, a estrutura de pavimento pode ser composta apenas por parte dessas camadas. Tem-se, ainda, que, se a camada obtida no projeto for mais espessa que a admitida para o material e equipamento disponível, ela deverá ser dividida em subcamadas para fins de compactação.

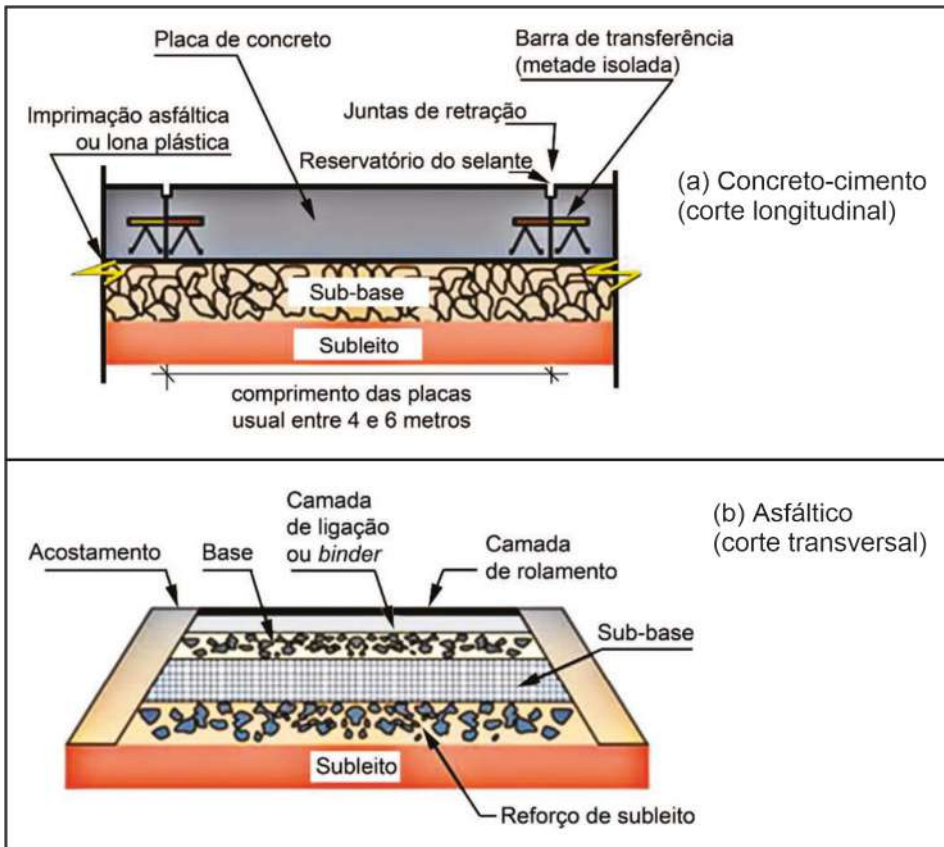


Figura 8 – Seções típicas de pavimentos rígidos e flexíveis (adaptado de Rodrigues, 2022)

Nos pavimentos flexíveis, a distribuição da estrutura de pavimentos em camadas, cuja rigidez diminui do topo para o subleito, objetiva otimizar a distribuição dos esforços e, por consequência, o custo, pois, quanto maior a rigidez da camada, maior a dissipação da energia aplicada pelos veículos, fazendo com que as camadas mais rígidas superiores diminuam as tensões induzidas nas inferiores. Já nos pavimentos rígidos, como ocorre a distribuição dos esforços oriundos dos veículos sobre as próprias placas de concreto, o objetivo desta, conjuntamente com a sub-base, é, usualmente, distribuir as tensões, impondo menores esforços sobre o subleito ou seu reforço.

No contexto dos pavimentos flexíveis, o revestimento é a camada que recebe diretamente a ação do rolamento dos veículos, e é destinada não só a resistir aos esforços que nela atuam, tornando mais durável a superfície de rolamento, como também melhorando as condições de rolamento quanto à comodidade e segurança. A base é a camada destinada a resistir e distribuir os esforços verticais oriundos dos veículos por meio do revestimento. A sub-base é uma camada que atua, ao mesmo tempo, como complementar à base e como corretiva do subleito, sendo, em alguns casos, dispensável em função do volume de tráfego, das características da via e das características do subleito. Para um dado subleito, que é a fundação do pavimento, que possua baixa resistência aos esforços verticais a ele transmitidos, pode-se executar uma camada complementar de solo compactado, denominada de reforço de subleito, com melhor capacidade de suporte, possibilitando reduzir os esforços para níveis aceitáveis pelo subleito natural. Com a ampliação do número de eixos e da carga por eixo dos veículos transportadores de carga, fazem-se hoje necessárias análises complementares sobre a influência do bulbo de tensões gerado pelo conjunto de eixos sobre o desempenho da estrutura de pavimento, uma vez que camadas mais espessas do subleito serão mobilizadas.

No que se refere à pavimentação, como já visto em termos gerais, o comportamento de um determinado material após a compactação depende, fundamentalmente, da natureza do solo, juntamente com outros fatores, tais como o teor de umidade, a qualidade da água quando incorporada e a energia de compactação. Um exemplo disso são os solos tropicais. No estado natural, esses solos são porosos, permeáveis, podendo até mesmo ser colapsíveis. Todavia, quando compactados, eles podem adquirir boa resistência e baixa permeabilidade, sem perda significativa de capacidade de suporte ao serem imersos em água (Godoy *et al.*, 1996), em especial quando compactados próximo à condição ótima, situação em que a sucção matricial é geralmente baixa.

Os solos tropicais são bastante utilizados na construção de pavimentos no Brasil, e alguns detalhes sobre seu comportamento quando compactados já foram mencionados ao longo deste capítulo. Como informações adicionais, podem ser comentados os resultados publicados pela Lyon Associates (1971), que mostram que os fatores que influenciam as propriedades de compactação dos solos tropicais; especificamente, os solos lateríticos, podem ser divididos em dois grupos: o primeiro é ligado à gênese dos solos e o segundo se relaciona aos seus métodos de pré-tratamento antes dos ensaios. Esses fatores são: (a) a textura: o fator genético é mais importante; (b) a transformação da haloisita hidratada em metahaloisita devido à secagem ao ar e com maior intensidade em estufas; (c) a localização das amostras no perfil de solo em termos de profundidade; e (d) o atrito dos

pedregulhos lateríticos concrecionados durante a compactação e em função do grau de evolução no processo de laterização. Para uma dada energia de compactação, é observado, mais para os solos lateríticos finos que para os pedregulhosos, que a secagem resulta sempre em massas específicas secas aparentes mais elevadas e teores de umidade ótimos mais baixos. Esse comportamento geralmente ocorre quando os agregados ou as concreções são fragilizadas pelo processo de secagem. No entanto, nos casos em que a secagem promove mais estabilidade às cimentações, o efeito pode ser o contrário.

Em vários casos, ao não se atingir o grau de compactação desejado, é feita a abertura e o gradeamento do solo do trecho e a sua recompactação. No entanto, no caso dos solos lateríticos pedregulhosos, essa prática pode ser nociva em caso de fragilidade dos agregados, sendo recomendável que se faça, antes, uma averiguação do comportamento do solo no estado em que ele se encontra, pois a recompactação provoca um incremento do teor de finos por destruição da textura do solo sem aumentar, no entanto, a massa específica seca nem a capacidade de suporte de maneira significativa, por vezes, até piorando o comportamento mecânico. Outro aspecto diz respeito ao fato de que, ao tornar a matriz do solo mais fina, também a torna mais sensível ao efeito da sucção. Considerando-se a particularidade da distribuição de poros dos solos lateríticos e o fato de que os poros presentes no interior dos agregados e microagregados não interferem ou interferem pouco no comportamento mecânico, é recomendável, antes de se abrir e recompactar a camada, que se faça uma avaliação da porosidade e distribuição de poros em relação ao material estudado. As análises em termos de peso específico não permitem esse tipo de avaliação.

Os pavimentos permeáveis, por possuírem uma dupla função, a de atender às solicitações e permitir a drenagem da água, apresentam peculiaridades distintas das convencionais. Existem, nessa categoria de pavimentos, dois tipos: os pavimentos drenantes e os pavimentos permeáveis propriamente ditos. Os pavimentos drenantes seguem as premissas dos pavimentos flexíveis em geral, e apenas se constituem de uma capa drenante sobre a capa impermeável convencional, sendo a água infiltrada conduzida a drenos laterais. Já os pavimentos permeáveis propriamente ditos, constituídos por blocos intertravados, enquadram-se como pavimentos semirrígidos ou semiflexíveis e, geralmente, levam a água infiltrada até o subleito, fazendo com que as análises de comportamento em função das variações de sucção ganhem maior importância. Camapum de Carvalho *et al.* (2012) discutem esse tipo de pavimento de modo mais amplo.

De uma maneira geral, as recomendações básicas para a compactação de solos usados em pavimentos são, basicamente, as mesmas que foram comentadas ao longo deste capítulo, em especial, no item relacionado à compactação de aterros. No caso dos pavimentos, existem parâmetros importantes, como o módulo de resiliência, o índice de suporte Califórnia (ISC ou CBR) e a expansão. De qualquer modo, várias informações sobre o comportamento dos solos em relação a esses parâmetros já foram, também, previamente discutidos ou serão tratados em capítulo específico sobre estruturas de pavimento no contexto dos solos não saturados. O leitor deverá associar essas informações à elaboração do projeto e à execução da obra.

6. COMENTÁRIOS FINAIS

Ao longo deste capítulo, foram mostrados detalhes de comportamento de solos compactados. Foi dada ênfase à importância de estar atento às propriedades finais que o solo adquire após a compactação em vez de, simplesmente, buscar uma densidade seca máxima estipulada em projeto. Também, procurou-se ressaltar o fato de que, em uma obra, o solo é compactado em condição não saturada, assim permanecendo, se não em toda, mas em boa parte de sua vida útil, refletindo essa condição em maior rigidez e resistência. Por isso, há, atualmente, uma tendência em se buscar soluções que mantenham os solos compactados em condição de não saturação durante a vida útil da obra, permitindo, assim, aos projetistas aplicarem os conhecimentos sobre o efeito da sucção no comportamento do solo, especialmente em sua resistência e deformabilidade, implicando menos custos na execução e manutenção da obra. Especificamente, no caso de pavimentos e barragens, o estabelecimento de fatores de resistência relacionados à sucção do solo poderá ajudar no projeto de aterros, base e sub-base, que terão uma relação custo-benefício melhor, pois essas obras estarão mais próximas das condições de execução e daquelas que terão ao longo da sua vida útil, sendo relevante a consideração da faixa de umidade de equilíbrio ao longo do tempo. As condições saturadas dessas obras são, potencialmente, as piores em termos de resistência e deformabilidade e devem ser consideradas em projetos com potencial de ocorrência dessa situação, como é o caso das barragens. Este capítulo também procurou mostrar que a estrutura ou o arranjo dos grãos de um solo compactado tem uma grande importância na determinação do seu comportamento, particularmente, o mecânico quando na condição não saturada e o hidráulico quando na condição saturada.

REFERÊNCIAS

AASHTO (2021a) – T 99, Standard Method of Test for Moisture-Density Relations of Soils Using a 2.5-kg (5.5-lb) Rammer and a 305-mm (12-in.). Disponível de forma digital em <https://store.transportation.org/Item/PublicationDetail?ID=4617>. Acesso em 14/03/2022.

AASHTO (2021b) - T 180, Standard Method of Test for Moisture-Density Relations of Soils Using a 4.54-kg (10-lb) Rammer and a 457-mm (18-in.). Disponível de forma digital em <https://store.transportation.org/Item/PublicationDetail?ID=4625>. Acesso em 14/03/2022.

ABNT - (2016). Solo – Ensaio de compactação – NBR 7182. Rio de Janeiro, Brasil, 10pp, incorpora a Errata 1, de 22.01.2020. Disponível de forma eletrônica via catálogo da ABNT, em <https://www.abntcatalogo.com.br/norma.aspx?Q= bThvM2pta25BYXVNRySIR-nR1RMbWhpVEJsemNUUU1CeWdnd0pNSVhYWT0=>. Acesso em 14/03/2022.

ABNT (2020) - Solo – Determinação do índice de vazios mínimo de solos não coesivos – NBR 16843. Disponível de forma eletrônica via catálogo da ABNT, em <https://www.abntcatalogo.com.br/norma.aspx?Q= bXErMnRNL3A4a01yaElaalBFWTFFQjd-6cWx0LzJlQjQ2REJxT1F0Y0gvUT0=>. Acesso em 14/03/2022.

ABNT (2021) – Solo – Determinação do índice de vazios máximo de solos não coesivos. Errata 1 de 29.10.2021 corrige a ABNT NBR 16840:2020. Disponível no catálogo ABNT, em <https://www.abntcatalogo.com.br/norma.aspx?Q=V3VHdlhib3JySDD3cjZ5L2NU-dXJYbWpsOFRlemQ4bHcyKytyZDREK2kvcz0=#>. Acesso em 14/03/2022.

ABOU DIAB, A., NAJJAR, S. S., SADEK, S., TAHA, H., JAFFAL, H., & ALAHMAD, M. (2018). Effect of compaction method on the undrained strength of fiber-reinforced clay. *Soils and Foundations*, 58(2), 462-480.

AGUIAR, L.A. (2010). Contribuições para a Análise do Comportamento Mecânico de Solos Compactados para uso em Barragens. Dissertação de Mestrado. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 127 pp.

AL-KHYAT, S. (2018). An experimental investigation of the collapse behaviour of an unsaturated compacted soil along the static compaction curves. 2018. Tese de Doutorado. Cardiff University.

ANDEREGG, R., VON FELTEN, D. A., & KAUFMANN, K. (2006). Compaction monitoring using intelligent soil compactors. In *GeoCongress 2006: Geotechnical Engineering in the Information Technology Age* (pp. 1-6).

AQUINO, F.R.; GUIMARÃES, R.C.; AGUIAR, L.A.; MIRANDA, C.O.P.; CABRAL, M.P. & CAMAPUM DE CARVALHO, J. (2008). Influência dos métodos de compactação e preparação de amostras no comportamento da curva de compactação de solos tropicais. XIV Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Búzios-RJ, pp. 1755-1762. CD-ROM.

ARKADIUSZ, K., JAN, M., & SEBASTIAN, B. (2022). Monitoring soil state during compaction process using a vibrating rammer and a plate compactor. *Journal of Terramechanics*, 100, 61-72.

ASTM (2021). D698-12, Standard Test Methods for Laboratory Compaction Characteristics of Soil Using Standard Effort (12 400 ft-lbf/ft³ (600 kN-m/m³)), ASTM International, West Conshohocken, PA, 2012, 16pp. Disponível em versão digital em <https://www.astm.org/standards/d698>. Acesso em 14/03/2022.

ASTM (2015). D1557-12, Standard Test Methods for Laboratory Compaction Characteristics of Soil Using Modified Effort (56,000 ft-lbf/ft³ (2,700 kN-m/m³)), ASTM International, West Conshohocken, PA, 2012, 14pp. Disponível em versão digital em <https://www.astm.org/d1557-12.html>, acesso em 14/03/2022.

ASTM, (2016a). D4253-16: Standard Test Methods for Maximum Index Density and Unit Weight of Soils using a Vibratory Table.

ASTM, (2016b). D4254-16: Standard Test Methods for Minimum Index Density and Unit Weight of Soils and Calculation of Relative Density.

BARDEN, L. & SIDES, G.R. (1970). Engineering Behavior and Structure of Compacted Clay, J. of the Soil Mech. and Foundation Division, American Society of Civil Engineers, 96(SM 4): 1171-1200.

BISHOP, A.W. (1959). The principle of effective stress. Teknisk Ukeblad, 106(39): 859-863.

CAI, H., KUCZEK, T., DUNSTON, P. S., & LI, S. (2017). Correlating intelligent compaction data to in situ soil compaction quality measurements. Journal of Construction Engineering and Management, 143(8), 04017038.

CAMAPUM DE CARVALHO, J. (1981). Influência das Energias Térmica e Mecânica em Propriedades de Engenharia Seleccionadas de Alguns Solos Lateríticos do Norte e Nordeste do Brasil. Dissertação de Mestrado, Centro de Ciências e Tecnologia, UFPB, 184 pp.

CAMAPUM DE CARVALHO, J. (2017). Solo como material de Construção. In Materiais de Construção Civil e Princípios de Ciência e Engenharia de Materiais. Ed. G.C. Isaia, 3ª ed. São Paulo, IBRACON. Vol. 1, pp. 538-574.

CAMAPUM DE CARVALHO, J.; BARBOSA, M.C.; MENDONÇA, R.M.G.; FARIAS, W.M. & CARDOSO, F.B.F. (2015). Propriedades químicas, mineralógicas e estruturais de solos naturais e compactados. In Solos não saturados no contexto geotécnico, 1ª ed. São Paulo, ABMS, pp. 39-78.

CAMAPUM DE CARVALHO, J.; CRISPEL, J.J.; MEUSSENS, C. & NARDONE, A. (1987). La reconstitution des éprouvettes em laboratoire: théorie et pratique opératoire. Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Rapport de recherche LPC N° 145, Paris, França, 54 pp.

CAMAPUM DE CARVALHO, J.; FARIAS, M.M. & REZENDE, L.R. (2012). Infiltração em pavimentos: problemas e soluções. Série Geotecnia, Universidade Brasília, Brasília, v. 4, pp. 605-620.

CAMPAPUM DE CARVALHO, J. & GITIRANA JR., G.P.N. (2021). Unsaturated soils in the context of tropical soils. In: *Soils and Rocks*, 44(3). www.soilsandrocks.com

CERNICA, J.N. (1995). Geotechnical Engineering: Soil Mechanics. Jonh Willey & Sons, Inc. New York, 454 pp.

COELHO, J. A.; AQUINO, S. C. N. & CAMAPUM DE CARVALHO, J. (2016). Análise da influência da qualidade da água na compactação de solos tropicais. Brasília: ABPv, Proc. 45ª RAPv, 19º ENACOR, pp. 1-13.

CTS - ISSMFE - COMMITTEE ON TROPICAL SOILS OF THE ISSMFE. Peculiarities of Geotechnical Behavior of Tropical Lateritic and Saprolitic Soils. ABMS. Progress Report (1982-1985). São Paulo, SP. 1985.

CRISPIM, F.A. (2010). Influência de Variáveis de Compactação na Estrutura dos Solos: Caracterizações Geotécnica, Química, Mineralógica e Microestrutural. Tese de Doutorado. Universidade Federal de Viçosa, 145pp.

DA SILVA, Matheus Francisco et al (2021). Effect of compaction water content and stress ratio on permanent deformation of a subgrade lateritic soil. *Transportation Geotechnics*, v. 26, p. 100443, 2021.

DAS, B.M. (2006). Principles of Geotechnical Engineering. 6. ed. Thomson, Canada, 590pp.

DE LIMA, C. D. A., DA MOTTA, L. M. G., & ARAGÃO, F. T. S. (2019). Effects of compaction moisture content on permanent deformation of soils subjected to repeated triaxial load tests. *Transportation Research Record*, 2673(2), 466-476.

DIAS NETO, S. L. S. (2020). Influência do Método de Reconstituição de Corpos de Prova na Estrutura e nas Propriedades Hidráulicas e Mecânicas de um Solo Tropical Laterítico. Dissertação (Mestrado). Universidade Federal de Viçosa, 153 pp.

DNER - Departamento Nacional de Estradas de Rodagem (1994). Solos – Compactação Utilizando Amostras Trabalhadas - ME 162/94. Disponível em forma eletrônica em <https://www.gov.br/dnit/pt-br/assuntos/planejamento-e-pesquisa/ipr/coletanea-de-normas/coletanea-de-normas/metodo-de-ensaio-me/dner-me162-94.pdf>, 7pp.

DNIT - Departamento Nacional De Infraestrutura De Transportes (2013). NORMA DNIT 164/2013-ME Solos – Compactação utilizando amostras não trabalhadas – Método de Ensaio. Disponível em https://www.gov.br/dnit/pt-br/assuntos/planejamento-e-pesquisa/ipr/coletanea-de-normas/coletanea-de-normas/metodo-de-ensaio-me/dnit_164_2013_me.pdf. 7pp.

DOBRESCU, C. (2020). The Dynamic Response of the Vibrating Compactor Roller, Depending on the Viscoelastic Properties of the Soil. *Applied System Innovation*, 3(2), 25.

FARIAS, W.M.; CAMAPUM DE CARVALHO, J.; DA SILVA, G.F.; CAMPOS, I.C.O. & SANTOS NETO, P.M. (2011). Influência da Compactação nos micro e mesoporos nanoestruturados e na área superficial específica de um solo laterítico. In: VII SIMPÓSIO BRASILEIRO DE SOLOS NÃO SATURADOS. Pirenópolis: Editora Kelps, 2011. v. 1. p. 169-175.

FERNANDES, M.M. (1994). *Sebenta de Mecânica dos Solos*, v. I, FEUP, Porto, 226pp.

FREITAS, M. C. (2016). Avaliação de técnica de melhoria de solos colapsíveis por meio de colunas de solo laterítico compactado. Dissertação (mestrado). Escola de Engenharia de São Carlos. 201 pp.

GODOY, H.; BERNUCCI, L.B.; NOGAMI, J.S. (1996). Diretrizes para a Identificação Expedida de Solos Tropicais para o Uso em Obras Viárias. XXX Reunião Anual de Pavimentação. Salvador, BA, v. 2. p. 556-568.

GUIMARÃES, R.C., CAMAPUM DE CARVALHO, J. & FARIAS, M.M. (1997). Tecnologia de pavimentação de baixo custo com uso bases de solos lateríticos para rodovias de baixo volume de tráfego. X Simp. Int. de Pavimentação de Rodovias de Baixo Volume de Tráfego, ABPV, Rio de Janeiro, Brasil, v. II, pp. 469-477.

GUIMARÃES, R.C., FLEURY, S.V., JACINTHO, E.C. & CAMAPUM DE CARVALHO, J. (2003). Um breve histórico da utilização de solos residuais jovens compactados em construção de barragens. I Simpósio sobre Solos Tropicais e Processos Erosivos no Centro-Oeste, Brasília, Volume Único, pp. 145-154.

HAN, Z & VANAPALLI, S. K. (2016). Relationship between resilient modulus and suction for compacted subgrade soils. *Engineering Geology*, 211, p. 85-97.

HEAD, K.H. (1992). *Manual of soil laboratory testing: soil classification and compaction tests*. John Wiley & Sons, New York, 1992, v. 1, 388 pp.

HILF, J.W. (1956). *An Investigation of Pore Water Pressure in Compacted Cohesive Soils*. Technical Memorandum 624. Department of the Interior, Bureau of Reclamation, Denver, Colorado. 109 pp.

HOLTZ, R.D & KOVACS, W.D. (1981). *An introduction to Geotechnical Engineering*, Washington, 733pp.

HOLTZ, R.D; KOVACS, W.D. & SHEAHAN, T. (2011). *An introduction to Geotechnical Engineering*, Pearson Education Inc. New Jersey, 863pp.

HOGENTGLER, C.A. (1937). *Engineering Properties of Soil*. McGraw-Hill Book Company, New York, 434pp.

HOSSAIN, M., MULANDI, J., KEACH, L., HUNT, M., & ROMANOSCHI, S. (2006). Intelligent compaction control. In *Airfield and Highway Pavement: Meeting Today's Challenges with Emerging Technologies* (pp. 304-316).

HU, W., POLACZYK, P., JIA, X., GONG, H., & HUANG, B. (2020). Visualization and quantification of lab vibratory compacting process for aggregate base materials using accelerometer. *Transportation Geotechnics*, 25, 100393.

JACINTHO, E.C. (2010). Estudo de Propriedades e Comportamentos de Misturas Solo-Emulsão Aplicado a Barragens. Tese de Doutorado. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, 279 pp.

KODIKARA, J., ISLAM, T., & SOUNTHARARAJAH, A. (2018). Review of soil compaction: History and recent developments. *Transportation Geotechnics*, 17, 24-34.

LAMBE, T.W. (1958). The Structure of Compacted Clay. *Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, American Society of Civil Engineers*, v. 84, pp. 1-34.

LAMBE, T.W. & WHITMAN, R.V (1969) *Soil Mechanics*, John Wiley & Sons. 553 pp.

LIMA, M.R.C. (2018). Estudo de técnicas alternativas para monitoramento ótico de tensões, deformações e temperatura em obras de engenharia. Brasília: Tese de Doutorado G.TD - 145/2018, Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Universidade de Brasília, 169 p. <https://www.geotecnia.unb.br/index.php/pt/producao-academica/teses-e-dissertacoes>

LYON ASSOCIATES INC. (1971). Une Etude Géotechnique pour Agence pour le Développement International, Les Sols Latéritiques et d'Autres Sols Difficiles d'Afrique. Baltimore, Maryland, U.S.A. Building & Road Research Institute, 323pp.

KLINSKY, L. M. G.; BARDINI, V. S. S. & FARIA, V. C. (2018). Comparativo Entre As Compactações Proctor E Vibratória Na Brita Graduada Tratada Com Cimento. *Anais do 32º Congresso de Pesquisa e ensino em Transporte da ANPET*, Gramado. P. 2088-2097.

MEDEIROS, M. C. (2018). Avaliação de métodos para determinação de índices de vazios máximo e mínimo de materiais granulares. Projeto de conclusão de curso, Curso de Engenharia Civil. UFRJ/ Escola Politécnica, Rio de Janeiro. Orientadores: Fernando Artur Brasil Danziger, Gustavo Santos Domingos. 83 pp.

MELO, F.G. & FERREIRA, H.N. (1981). Controle da construção de obras de terra. Seminário 249 do LNEC - Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa, 64 pp.

NAGULA, S., MAYANJA, P., & GRABE, J. (2018). Deep vibration compaction of sand using mini vibrator. In *Physical Modelling in Geotechnics* (pp. 1229-1233). CRC Press.

NOGAMI, J.S. & VILLIBOR, D.F. (1980). Caracterização e Classificação Gerais de Solos para Pavimentação: Limitações do Método Tradicional, Apresentação de uma Nova Sistemática, XV Reunião Anual de Pavimentação, Belo Horizonte, pp. 1-38.

NOGAMI, J.S. & VILLIBOR, D.F. (1981). Uma Nova Classificação de Solos para Finalidades Rodoviárias. *Simpósio Brasileiro de Solos Tropicais em Engenharia*. Rio de Janeiro, pp. 30-41.

NOGAMI, J.S. & VILLIBOR, D.F. (1995). Pavimentação de Baixo Custo com Solos Lateríticos. Villibor, São Paulo, 213 pp.

OLSON, R.E. (1963). Effective Stress Theory of Soil Compaction, *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, American Society of Civil Engineers*, 89(SM 2): 27-45.

PINTO, C. DE S. (2006). Curso Básico de Mecânica dos Solos. 3. ed. Oficina de Textos, São Paulo, 356 pp.

PROCTOR, R.R. (1933). Fundamental Principles of Soil Compaction. *Engineering News Record*, New York, v. 111, pp. 20-28.

QUINTANS, A.L.L. (2008). Estudo das Propriedades Mineralógicas, Físicas e Mecânicas de um Solo Arenoso Fino Laterítico (SafI) Utilizado na Pavimentação do Complexo Aeroportuário da Grande Natal - RN/NE. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal de Campina Grande, Campina Grande/PB, 154 pp.

RIBEIRO, A. J. A., CRUZ, C. D. S. L., & DE SOUZA, W. M. (2018). Influência da variação dos parâmetros de compactação de solos da região do Cariri. *Ciência E Sustentabilidade*, 4(1), 156-177.

RIBEIRO, S.P.T. (2008). Terraplenagem. Metodologia e Técnicas de Compactação. Dissertação de Mestrado. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 121 pp.

RICO, A. & DEL CASTILLO, H. (2006). La ingeniería de suelos en las vías terrestres. Editorial Limusa, México, v. 1, 460 pp.

RODRIGUES, J.K.G. (1998). Pressiômetros, tensões e deformações em sub-base de pavimentos flexíveis. Tese de Doutorado. Escola de Engenharia de São Carlos, USP, 240 pp.

ROY, S., & RAJESH, S. (2020). The coupled effect of suction and net stress on the air permeability of compacted soils. *Géotechnique Letters*, 10(1), 50-56.

SANTOS, E. F. (2006). Estudo Comparativo de Diferentes Sistemas de Classificações Geotécnicas Aplicadas aos Solos Tropicais. Dissertação de Mestrado. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Carlos, SP. 145 pp.

SANTOS, L. A., LOPES, S. & SILVA, J. (2019). Difficulties of using the Harvard Miniature Compaction Apparatus as a reference test in the study of soil compaction. Portuguese Air Force, Lisbon, Portugal Proceedings of the XVII ECSMGE-2019. Geotechnical Engineering foundation of the future. ISBN 978-9935-9436-1-3. IGS 1 ECSMGE-2019 - Proceedings. 6 pp.

SARKAR, D., GOUDARZY, M., KÖNIG, D., & WICHTMANN, T. (2020). Influence of particle shape and size on the threshold fines content and the limit index void ratios of sands containing non-plastic fines. *Soils and Foundations*, 60(3), 621-633.

SMITH, G.N. & SMITH, I.G.N. (1998) – *Elements of Soil Mechanics*. 7^a ed, Blackwell Science, UK. 509 pp.

SÓRIA, M.H.A. & FABBRI, G.T.P. (1980). O Ensaio Mini-MCV – Um ensaio de MCV, Moisture Condition Value, com corpos-de-prova de dimensões reduzidas. XV Reunião Anual de Pavimentação, Belo Horizonte, pp. 1-22.

WILBURN, K; VEMBU, K. & VIPULANANDAN, C. (2007). Index Properties and Strength of Artificial Soil Using the Harvard Miniature Method. Report of Department of Environmental and Civil Engineering, University of Houston, 12 pp.

WILSON, S.D. (1950). Small Soil Compaction Apparatus Duplicates Field Results Closely. *Engineering News Record*, New York, v. 145, 18, pp 34 - 36.

ZICA, E. da S. (2010). Estudo comparativo entre energias de compactação do subleito para subsidiar projetos de pavimentação. Dissertação de mestrado. 168 f. Mestrado Profissional em Engenharia Geotécnica. Núcleo de Geotecnia da Escola de Minas. Universidade Federal de Ouro Preto - UFOP. Geotecnia de Pavimentos. Ouro Preto, março de 2010.

Capítulo 13

CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA E FLUXO EM SOLOS NÃO SATURADOS

Kátia Vanessa Bicalho
Sandro Lemos Machado
Denise M. S. Gerscovich

1. INTRODUÇÃO

O estudo do fluxo de fluidos através de meios porosos é um tema que permeia diversas áreas de conhecimento, tais como: engenharias geotécnica e ambiental, ciência do solo, agronomia e hidráulica. Como resultado, verifica-se uma multiplicidade de terminologias para uma mesma variável e, principalmente, diferenças em relação aos objetivos de estudos e escalas de trabalho. A maior parte das obras de engenharia geotécnica envolvem construções de terra expostas às condições ambientais, e que, portanto, necessitam do estudo de fluxo de água em solos não saturados. Exemplos de obras de terra incluem barragens, escavações, estruturas de contenção e contenções de encostas, dentre outros.

O estudo de fluxo em solos tem grande impulso com a proposição da equação empírica, proposta por Darcy (1856), para fluxo macroscópico de água quase pura pelos vazios intersticiais de solos arenosos uniformes, homogêneos, isotrópicos, saturados, não deformáveis e com temperatura constante. Darcy observou que, além das diferenças entre cargas totais e de geometria do problema, as propriedades do solo eram representadas por um coeficiente denominado de coeficiente de permeabilidade ou condutividade hidráulica.

A equação de Darcy foi generalizada para a condição de solo não saturado e a condutividade hidráulica passou a ser, também, função do teor de umidade ou da sucção (Buckingham, 1907; Richards, 1931). Nos últimos, anos tem-se utilizado o termo condutividade hidráulica para se referir à permeabilidade do solo em uma condição não saturada e o termo coeficiente de permeabilidade para se referir à condição saturada, e essa terminologia será adotada neste capítulo.

Neste capítulo, discute-se a lei de Darcy aplicada a solos não saturados, a função de condutividade hidráulica, os métodos diretos e indiretos de determinação dessa função para diferentes solos e a equação geral de fluxo de água em estado líquido em solos não saturados. Finalmente, discute-se a influência da natureza do fluido intersticial nos valores obtidos de condutividade hidráulica e coeficiente de permeabilidade do solo e apre-

senta o conceito de permeabilidade relativa, utilizado em sistemas multifásicos, em que, pelo menos, dois líquidos não miscíveis estão presentes nos vazios do solo.

2. LEI DE DARCY

Em 1856, examinando o fluxo de água unidimensional (ou unidirecional) por meio de filtros verticais de areia saturada, Darcy concluiu que a vazão (Q) é proporcional à área transversal do filtro (A) e à diferença entre as cargas totais nas extremidades de entrada (h_1) e saída (h_2) do filtro na direção do fluxo ($\Delta h = h_1 - h_2$) e inversamente proporcional ao comprimento do filtro na direção do fluxo (L). O coeficiente de proporcionalidade (k_{sat}), conhecido como coeficiente de permeabilidade do meio poroso, denota a facilidade de um fluido específico percolar pelos vazios do meio poroso saturado. Já o quociente ($\Delta h/L$) é denominado gradiente hidráulico unidirecional médio (i); ou melhor:

$$Q = k_{\text{sat}} \cdot i \cdot A \quad (\text{Eq. 1})$$

ou

$$v = k_{\text{sat}} \cdot i \quad (\text{Eq. 2})$$

onde: Q é a vazão (L^3/T); v é a magnitude da velocidade de descarga (L/T); k_{sat} é o coeficiente de permeabilidade do meio poroso saturado (L/T); i é o gradiente hidráulico (adimensional), sendo: $i = \Delta h/L$; L é o comprimento do filtro na direção do fluxo (L) e A é a seção transversal do filtro perpendicular à direção do fluxo (L^2). O coeficiente de proporcionalidade, k_{sat} , com unidade de velocidade de fluxo, tem sido denominado condutividade hidráulica na maior parte das áreas de conhecimento (agronomia, ciência dos solos, etc.) e comumente chamado, pelos engenheiros geotécnicos, de coeficiente de permeabilidade. Da análise da Equação (2), percebe-se que o termo coeficiente de permeabilidade, usado neste capítulo, corresponde ao módulo da velocidade de fluxo de água sob um gradiente hidráulico unitário.

Originalmente, a Lei de Darcy foi definida para condições de fluxo permanente unidimensional em meios homogêneos e isotrópicos. Essa equação foi estendida, mais tarde, para condições de fluxo transiente, tridimensional em meios anisotrópicos saturados. Nesse caso, a Equação (2) pode ser reescrita como:

$$\{\vec{v}\} = -[k] \cdot \{\vec{\nabla}h\} \quad (\text{Eq. 3})$$

ou

$$v_x = - \left[k_{xx} \frac{\partial h}{\partial x} + k_{xy} \frac{\partial h}{\partial y} + k_{xz} \frac{\partial h}{\partial z} \right] \quad (\text{Eq. 4})$$

$$v_y = - \left[k_{yx} \frac{\partial h}{\partial x} + k_{yy} \frac{\partial h}{\partial y} + k_{yz} \frac{\partial h}{\partial z} \right] \quad (\text{Eq. 5})$$

$$v_z = - \left[k_{zx} \frac{\partial h}{\partial x} + k_{zy} \frac{\partial h}{\partial y} + k_{zz} \frac{\partial h}{\partial z} \right] \quad (\text{Eq. 6})$$

onde $\{\bar{v}\}$ representa a velocidade de descarga (vazão por unidade de área) nas direções x , y e z ; $[k]$ o tensor de condutividade hidráulica e $\{\Delta h\}$ o gradiente hidráulico.

O tensor de condutividade hidráulica é composto de nove componentes (k_{ij}), que, multiplicadas aos gradientes na direção j , fornecem a contribuição à vazão específica na direção i . No caso de um meio anisotrópico, o fato de inexistir um gradiente em uma determinada direção não significa que o fluxo seja nulo nessa mesma direção. Em outras palavras, em um meio anisotrópico, os gradientes, por si só, não definem a direção do fluxo; isso significa que, nesses casos, as linhas de fluxo não são perpendiculares às linhas equipotenciais (Gerscovich, 1994).

2.1 Validade da Lei de Darcy

A Lei de Darcy se aplica somente a situações em que o fluxo é laminar. Solos siltosos e argilosos, em geral, apresentam fluxos laminares. Solos arenosos grossos e pedregulhosos podem apresentar velocidades de fluxo elevadas, acarretando fluxos turbulentos.

Um critério quantitativo adimensional para se avaliar o regime de fluxo é o número de Reynolds (R_e):

$$R_e = \frac{d\bar{v}\rho}{\mu} \quad (\text{Eq. 7})$$

onde \bar{v} é a velocidade média de fluxo; d é definido como diâmetro hidráulico, e para aplicações em solo é frequentemente aproximado como diâmetro efetivo do poro; μ é a viscosidade do fluido percolante e ρ é a densidade do fluido. Em canais retos, o número de Reynolds crítico, a partir do qual ocorre fluxo turbulento, é da ordem de 1000 a 2200. À medida que os canais se tornam curvos, o número de Reynolds crítico reduz sensivelmente. Assim, em meios porosos, assume-se que o limite de validade da Lei de Darcy se restringe a situações em que o número de Reynolds é inferior a 1, podendo ser estendido, com restrições, a 10 (Hillel, 1971). Bear (1972) menciona, também, a existência de um limite inferior para a validade da Lei de Darcy, o qual estaria condicionado a um gradiente mínimo abaixo do qual o fluxo é inexistente. A Equação de Darcy pode, assim, não ser válida para baixos valores de porosidade ou gradiente hidráulico (Matyas, 1966; Mitchell & Younger, 1967).

2.2 Permeabilidade Intrínseca

O coeficiente de permeabilidade (k_{sat}) indica a facilidade com que um fluido newtoniano percola em um meio poroso saturado. Seu valor depende não só das propriedades da matriz sólida, mas também da fase líquida. Como resultado, em um mesmo meio poroso, o valor de k deve variar, também, com as propriedades do fluido. Para separar a influência das propriedades do fluido percolante (densidade e viscosidade), utiliza-se o coeficiente de permeabilidade específica, ou permeabilidade intrínseca ou ainda permeabilidade absoluta (K), definido como:

$$K = \frac{\mu}{\rho g} k \quad (\text{Eq. 8})$$

onde μ é a viscosidade dinâmica do fluido (1×10^{-3} Ns/m² para a água pura a 20°C), ρ é a densidade do fluido (aproximadamente 1000kg/m³ para a água pura a 20°C) e g é a aceleração da gravidade (valor médio 9,81 m/s² ao nível do mar). Os valores μ e ρ variam com a temperatura, pressão e concentração de sais solúveis do fluido. É importante observar que enquanto k possui unidade de velocidade normalmente expressa em m/s, K é expresso em m² ou em múltiplos apropriados do SI.

O coeficiente de permeabilidade (k) e a permeabilidade intrínseca (K) variam muito de um tipo de solo para outro. A Figura 1 mostra essa variação para diferentes materiais porosos saturados, tendo sido utilizada a água pura como líquido percolante (Lu & Likos, 2004). Além disso, conforme discutido ao final deste capítulo, esta varia com as interações solo/fluido que ocorrem na camada dupla dos minerais argílicos.

Em solos saturados, o coeficiente de permeabilidade (k) é uma função do índice de vazios ou porosidade. Já em solos não saturados, além da porosidade, a condutividade hidráulica (k) é função da quantidade de água presente nos vazios. Essa dependência advém do fato de que a área útil para o fluxo é definida pela umidade do solo. Em outras palavras, a água flui através da porção dos vazios ocupada pela água; conseqüentemente, o volume de água presente nos vazios torna-se um fator importante.

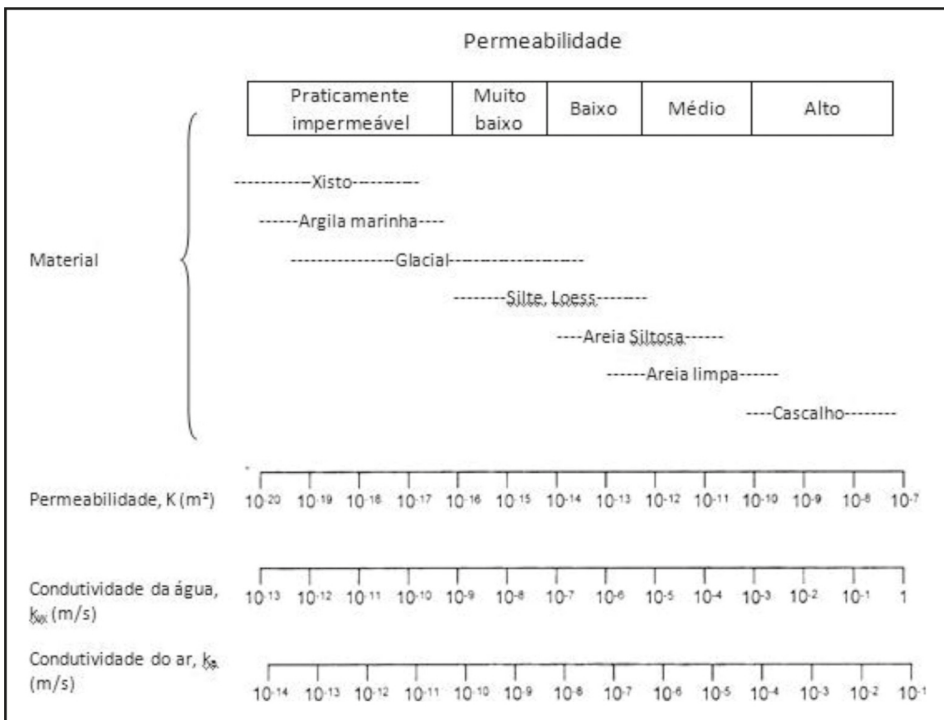


Figura 1 – Permeabilidade intrínseca, condutividade hidráulica da água e condutividade do ar para vários tipos de solo para água pura como líquido percolante (adaptado de Lu & Likos, 2004)

2.3 Lei de Darcy para solos não saturados

A Equação de Darcy foi generalizada para o caso de solo não saturado, considerando a condutividade hidráulica como uma função da quantidade de água presente no solo ou da pressão neutra do solo (Buckingham, 1907; Richards, 1931). Buckingham (1907), com base na teoria dos fluxos de calor e elétrico, teorizou uma equação para o fluxo da água em meios porosos não saturados, que ficou muito semelhante à Equação de Darcy, introduzindo uma relação funcional entre a condutividade hidráulica e o conteúdo de água no solo e, igualmente, entre o potencial mátrico (ver Capítulo 5, Potenciais da água no solo) e o conteúdo de água no solo. Tal equação, válida para solos saturados e solos não saturados, é conhecida como Equação de Buckingham-Darcy. Para um caso particular de anisotropia, no qual se admite que os valores de permeabilidade possam ser diferentes nas três direções, mas que a velocidade em uma direção é função somente do gradiente de energia naquela direção pode ser expressa como uma simplificação das equações 4 a 6:

$$v_x = -k_x \frac{\partial h_w}{\partial x} \quad (\text{Eq.9})$$

$$v_y = -k_y \frac{\partial h_w}{\partial y} \quad (\text{Eq. 10})$$

$$v_z = -k_z \frac{\partial h_w}{\partial z} \quad (\text{Eq. 11})$$

onde v_i é o fluxo de água ou velocidade de descarga na direção i (L/T); k_i é a condutividade hidráulica não saturada (L/T) na direção i , função da sucção mátrica ou teor de umidade volumétrica e h_w é a carga hidráulica total (L)

3. FUNÇÕES DE CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA

Denomina-se de curva de condutividade hidráulica a representação gráfica da função que relaciona a condutividade hidráulica do solo não saturado com o seu correspondente conteúdo de água (grau de saturação ou umidade volumétrica) ou pressão neutra negativa (ou sucção mátrica) para uma porosidade específica. Dessa forma, o coeficiente de permeabilidade saturado passa a representar uma condição particular na curva de condutividade hidráulica do solo não saturado (Bicalho *et al.*, 2007).

O coeficiente de permeabilidade em solo saturado é dependente da forma, quantidade, distribuição e continuidade dos poros preenchidos com água, ou seja, do valor do índice de vazios do solo e da distribuição dos poros presentes no solo. Em outras palavras, a condutividade hidráulica é proporcional ao volume efetivo de vazios, ou seja, ao volume de vazios efetivamente disponível para o fluxo. Desse modo, solos granulares limpos apresentam uma condutividade hidráulica, na grande maioria dos casos, superior à dos solos argilosos, já que parte dos vazios dos solos argilosos é impermeável ao fluxo.

Em um meio poroso não saturado, a condutividade hidráulica (k_w) depende não só da estrutura e dimensão dos poros, mas também da quantidade de água presente neste

meio e do histórico de saturação (Masrouri *et al.*, 2011). Com isso, solos não saturados podem apresentar comportamento oposto ao que se observa em solos saturados. Solos com vazios maiores são mais suscetíveis à redução de sua umidade durante a aplicação da sucção, acarretando em reduções acentuadas na sua condutividade hidráulica. Já os solos finos estão menos sujeitos às variações bruscas de sua condutividade hidráulica, uma vez que, mesmo para altos valores de sucção, os vazios podem reter água em quantidade substancial. Nesse caso, é, inclusive, possível ter-se, para uma dada sucção, solos finos com condutividade hidráulica superior a de solos com maior volume efetivo de vazios em condições saturadas, conforme sugerido por Hillel (1971).

A curva de condutividade hidráulica (k_w) pode ser expressa como funções combinadas entre o índice de vazios (e), grau de saturação (S), ou teor de umidade gravimétrico (w), tal que (Fredlund, 1976; Lloret & Alonso, 1980):

$$k_w = f(S, e) \text{ ou } k_w = f(w, v) \text{ ou } k_w = f(\theta) \quad (\text{Eq. 12})$$

onde θ é denominado teor de umidade volumétrico, definido como a relação entre o volume de água presente nos vazios do solo e o volume total da amostra de solo, podendo, também, ser expresso como:

$$\theta = nS \quad (\text{Eq. 13})$$

onde n é a porosidade total do solo, definida como a relação entre o volume de vazios do solo e o volume total da amostra de solo e S é o grau de saturação do solo, definido como a relação entre o volume de água presente nos vazios do solo e o volume de vazios da amostra de solo.

A relação entre a quantidade de água presente nos vazios do solo (por exemplo, teor de umidade gravimétrico ou volumétrico, ou grau de saturação) e o correspondente valor de sucção mátrica é geralmente denominada de curva de retenção. Conforme mencionado no Capítulo 10, referente à curva de retenção de água de materiais porosos, não existe um padrão definido para a apresentação das curvas de retenção e de condutividade hidráulica. Observa-se, entretanto, que a maioria das publicações apresenta a condutividade hidráulica do solo em termos de sucção mátrica, grau de saturação ou umidade volumétrica (Lu & Likos, 2004).

A Figura 2 apresenta uma comparação entre curvas de retenção e de condutividade hidráulica de uma areia uniforme e de um solo argiloso residual do embasamento cristalino da cidade do Salvador (Lobo, 2022). As curvas de retenção foram ajustadas pela equação proposta por van Genuchten (1980) (Ver tabela 1 do capítulo 10) e os solos em questão foram utilizados para a confecção de uma barreira hidráulica. Observa-se que, independentemente do tipo de solo, a condutividade hidráulica permanece relativamente constante até o valor de entrada de ar (aproximadamente o valor de $1/\alpha$ na equação proposta por van Genuchten (1980)) e, em seguida, decresce com maior rapidez. Adicionalmente, verifica-se que a taxa de redução k_w do solo arenoso é maior do que a do solo mais fino. Grãos menores resultam em diâmetros de poros menores e, conseqüentemente, sucções maiores (Gerscovich *et al.*, 2004; Gerscovich & Sayao, 2002; Gerscovich, 2001). Para valores de sucção em torno do valor residual, Fredlund (2004) afirma que os dados

na literatura são escassos, e os valores da condutividade hidráulica nesse nível de sucção são incertos.

Conforme apresentado no Capítulo 10, a curva de retenção apresenta histerese, ou seja, para um dado solo e valor de umidade, o valor de sucção depende do histórico de molhagem/secagem do solo (Bicalho *et al.*, 2007). Quando expressa em termos da sucção mátrica, a histerese observada na curva de retenção é transmitida à curva de condutividade hidráulica (Fredlund & Rahardjo, 1993). Contudo, essa histerese apresenta acentuada redução quando a curva de condutividade hidráulica é representada em termos de umidade volumétrica ou grau de saturação.

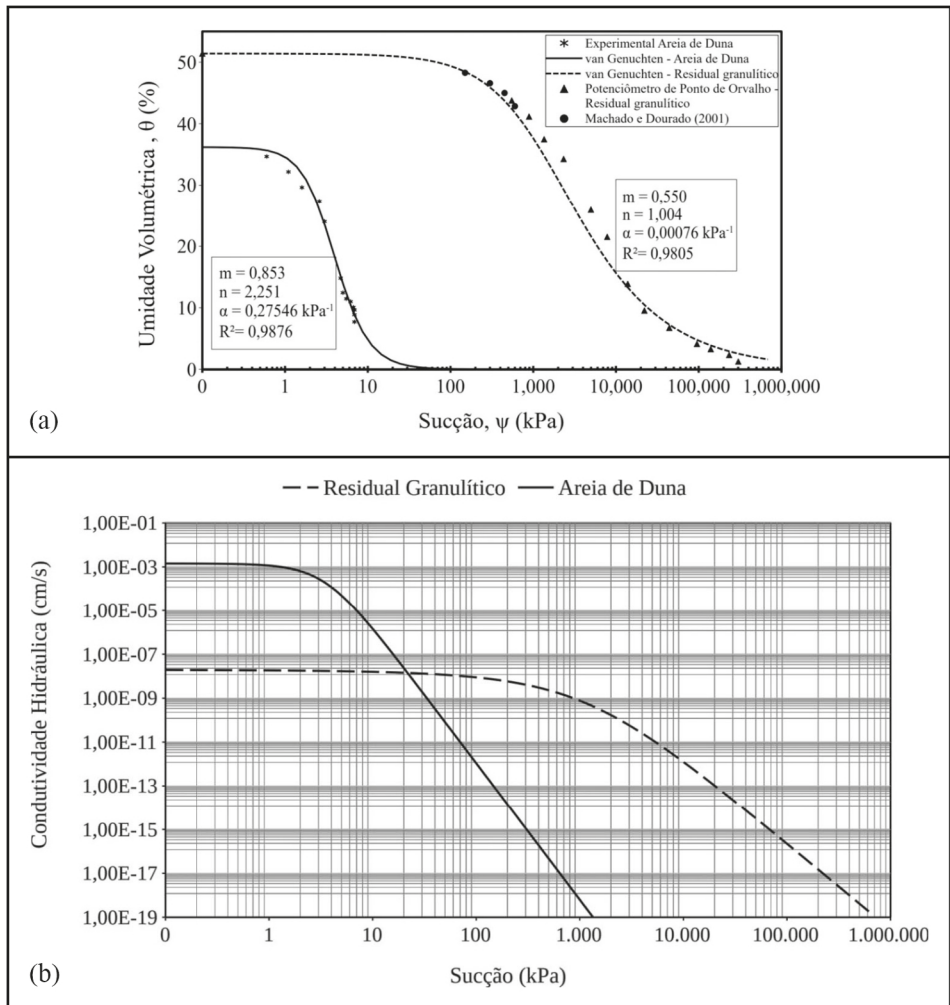


Figura 2 – Exemplos típicos de curvas de (a) retenção e (b) condutividade hidráulica para uma areia uniforme e um solo residual argiloso (Lobo, 2022)

4. DETERMINAÇÃO DA CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA

A determinação da condutividade hidráulica saturada e não saturada pode ser feita experimentalmente por meio de ensaios de campo ou de laboratório ou de métodos indiretos. Os métodos experimentais podem ser divididos em dois grupos: métodos permanentes e métodos transientes. Nos métodos permanentes ou estacionários, a quantidade de fluxo é constante; já nos métodos transientes, a vazão varia com o tempo. Geralmente, os métodos permanentes para a determinação da função de condutividade hidráulica são semelhantes aos métodos usados para determinação do coeficiente de permeabilidade em solo saturado. Os ensaios consistem na aplicação de fluxo ou gradiente hidráulico constante ao solo. No caso de fluxo constante, a taxa de fluxo é controlada em vez de medida, e mede-se a sucção. No caso de gradiente hidráulico constante, mede-se a taxa de fluxo, para, então, determinar-se a condutividade hidráulica não saturada pela Lei de Darcy.

O modelo da Figura 3 exemplifica a determinação experimental onde o fluxo se desenvolve por uma diferença entre as sucções aplicadas nos extremos da amostra. A condutividade hidráulica e o teor de umidade variam ao longo da amostra; ambos decrescem com o nível de sucção (Hillel, 1971).

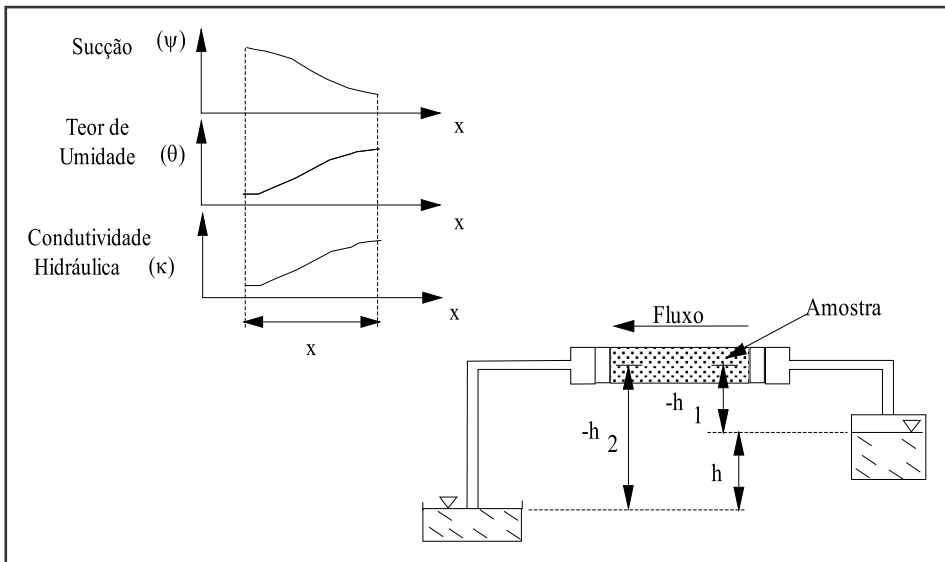


Figura 3 – Fluxo em amostra de solo não saturada

Como o gradiente hidráulico varia ao longo do comprimento da amostra, a condutividade hidráulica é calculada dividindo-se o fluxo pelo gradiente ($dh/dx = d/dx$ se a sucção é expressa em carga de pressão) em cada ponto:

$$k_w = -v \frac{dx}{d\psi} \quad (\text{Eq. 14})$$

Variando-se as sucções impostas nas extremidades, verifica-se, como nos solos saturados, que a vazão é proporcional ao gradiente (Figura 4). No entanto, a condutividade hidráulica, dada pela inclinação da reta entre vazão e gradiente, varia inversamente com a sucção (níveis de sucção mais altos acarretam em vazões mais baixas). Já no caso de solos saturados, a condutividade hidráulica independe do nível de poropressões desde que mantidas constantes as tensões efetivas aplicadas à amostra.

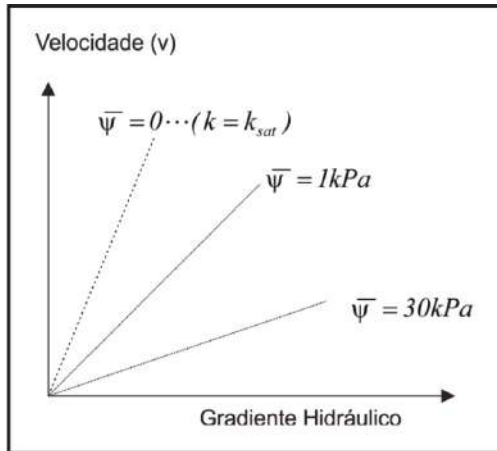


Figura 4 – Velocidade de descarga vs gradiente hidráulico para diferentes valores de sucção média na amostra

A representatividade do solo ensaiado e o controle de fluxo são as principais dificuldades dos métodos experimentais. Os ensaios não devem provocar alterações no solo, uma vez que qualquer alteração na porosidade e no teor de umidade alteram significativamente o valor da condutividade hidráulica. A maioria dos solos naturais apresentam variabilidade espacial das propriedades hidráulicas, e podem ser necessários muitos resultados de ensaios de laboratório para a adequada caracterização do meio poroso no campo (Chapuis, 2012). Às vezes, devido a limitações de orçamento e tempo, são utilizados métodos indiretos para estimativa das propriedades hidráulicas do meio poroso.

Masrouri *et al.* (2008) mencionam que, ao longo dos anos, vários métodos diretos têm sido sugeridos para a determinação da condutividade hidráulica. Contudo, ainda existem poucos dados experimentais na literatura referentes às propriedades hidráulicas não saturadas de solos finos com baixa condutividade hidráulica.

4.1 Métodos Diretos

4.1.1 Ensaios de laboratório

Os métodos de laboratório têm a vantagem de possibilitar mais controle das condições de contorno. As amostras devem ser de boa qualidade e indeformadas. A presença de microfissuras devido ao processo de amostragem poderá resultar em valores de condutividade hidráulica não representativos do maciço. Além disso, o tamanho da amostra de referência ensaiada poderá dificultar a extrapolação dos resultados.

Os ensaios podem ser realizados em permeâmetros, aplicando-se a condição de carga total constante ou carga total variável. Os permeâmetros usados em ensaios convencionais podem ser de paredes rígidas ou flexíveis, e os ensaios podem ser executados impondo-se um fluxo unidimensional em amostras horizontais ou verticais.

Nos ensaios em amostras horizontais (Laliberte & Corey, 1967; Richards, 1931; Elrick & Bowman, 1964; Richards & Moore, 1952), as pressões nas extremidades podem ser controladas por colunas d'água ou pela aplicação de pressão de ar superior à pressão atmosférica. Esse tipo de ensaio tem apresentado o inconveniente de não garantir fluxo essencialmente unidimensional em virtude da ação das forças gravitacionais, que fazem com que as linhas de fluxo apresentem uma tendência descendente.

4.1.1.1 Carga Constante

Nos ensaios em amostras verticais, o fluxo pode ser gerado pela imposição de pressões constantes nas extremidades (Laliberte & Corey, 1967; Richards & Moore, 1952; Elrick & Bowman, 1964; Richards & Wilson, 1936) ou pela aplicação de uma vazão constante na extremidade superior (Childs, 1969; Childs & Collis-George, 1950). Os métodos de carga constante apresentam a desvantagem de necessitarem de tempos elevados para o estabelecimento do regime permanente.

Vários métodos com aplicação de fluxo constante que utilizam a técnica da bomba de fluxo têm sido desenvolvidos para determinar a condutividade hidráulica de solos saturados e não saturados em laboratório (Olsen *et al.*, 1985, Aiban & Znidarcic 1989, Znidarcic *et al.*, 1991, Bicalho *et al.*, 2000). O uso da bomba de fluxo, além de ser mais rápido e ter maior precisão que os métodos convencionais de medição de variação de volume, permite a continuidade do fluxo permanente e o uso no modo de entrada ou saída de fluxo (Aiban & Znidarcic, 1989).

4.1.1.2 Carga Variável

Os métodos de carga variável podem ser subdivididos em 2 grupos: métodos de absorção-drenagem (*inflow-outflow methods*) e métodos de perfil instantâneo (*instantaneous profile methods*).

Os métodos de absorção e drenagem, em laboratório (Gardner, 1956; Miller & Elrick, 1958; Rijtema, 1959; Kunze & Kirkham, 1962), baseiam-se na medição, em função do tempo, do volume de água expulso de uma amostra de solo, no interior da célula de pressão ou placa de pressão quando se impõe um incremento de pressão de ar ou de sucção. O ensaio fornece o valor da difusividade, para um determinado nível de sucção ($D(\psi)$), o qual é definido como sendo a relação entre a condutividade hidráulica ($k(\psi)$) e a capacidade de retenção específica ($C(\psi)$), sendo a condutividade hidráulica determinada indiretamente a partir desse resultado e do conhecimento da declividade da curva de retenção.

Os teores de umidade associados devem ser determinados por técnicas não destrutivas de forma a possibilitar a determinação da variação da difusividade com o teor de umidade.

Esse tipo de ensaio não tem apresentado bons resultados pelo fato de que pequenos incrementos de pressão devem ser utilizados para validar as hipóteses de cálculo (condu-

tividade hidráulica constante para um determinado nível de sucção), o que faz com que os volumes de água medidos sejam, também, muito pequenos.

Ensaio de infiltração vertical, em que se aplica um fluxo constante na superfície de uma coluna de solo, inicialmente, a um baixo teor de umidade, também têm sido executados em laboratório e no campo (Youngs, 1964; Hillel & Gardner, 1970; Bouma *et al.*, 1971). Depois de algum tempo, o gradiente de pressão na superfície aproxima-se do zero, e o perfil movimenta-se descendente a uma velocidade e forma constantes. A taxa de infiltração se iguala, então, à condutividade hidráulica correspondente aos níveis de umidade e sucção da região superficial da coluna de solo.

Klute (1972) e Benson & Gribb (1997) apresentaram uma descrição detalhada dos métodos transientes publicados na literatura. Na condição de fluxo transiente, a condutividade hidráulica é determinada por soluções analíticas que descrevem o fluxo transiente ou pela Lei de Darcy em intervalos de tempo durante os quais se considera que as condições são, aproximadamente, permanentes. Os métodos transientes requerem menos tempo de ensaio. Contudo, a análise dos dados obtidos por métodos transientes é, geralmente, mais complicada que a dos permanentes. Masrouri *et al.* (2008) apresenta o estado da arte das várias técnicas de ensaios laboratoriais disponíveis até então para a determinação das propriedades hidráulicas de solos não saturados.

A Tabela 1 resume os principais métodos diretos de laboratório para determinação da condutividade hidráulica (Masrouri *et al.*, 2008).

Tabela 1 – Métodos de laboratório para determinação da curva de condutividade hidráulica (modificada de Masrouri *et al.*, 2008)

	Métodos	Vantagens	Desvantagens	Custo Relativo
Permanentes	Convencionais de carga constante	Simplicidade Controle do estado de tensões	Muito demorado em solos finos	Baixo
	Fluxo constante (bomba de fluxo)	Simplicidade Controle do estado de tensões Rápido	Requer a bomba de fluxo	Custo moderado Inicial (equipamento)
	Centrífuga	Rápido para medição em solos finos	Requer a centrífuga e técnico especializado	Custo alto Inicial (equipamento)
Transientes	Fluxo de entrada/saída	Rápido Simplicidade Controle da massa da amostra	Falta comparação de resultados com outros métodos	Baixo
	Perfil instantâneo	Simplicidade Determina a SWRC	Falta controle do estado de tensões e da massa da amostra	Custo moderado a alto Inicial (equipamento)
	Térmico	Simplicidade Mede baixos valores de S	Demorado Não tem controle do estado de tensões Requer a SWRC	Custo moderado (instrumentação)

4.1.2 Ensaios de campo

4.1.2.1 Perfil instantâneo

Dentre os métodos de campo, destaca-se o do perfil instantâneo, tanto o método original como o modificado, em que se obtém, teoricamente, uma relação entre o conteúdo de água e o tempo de redistribuição supondo gradiente de potencial total igual a 1 (ocorrência de iguais valores de sucção). O método do perfil instantâneo consiste em saturar uma coluna vertical de solo e, em seguida, monitorar, simultaneamente, as variações do teor de umidade volumétrico (TDR ou sonda de nêutrons) e sucção (tensiômetros), com a profundidade, na condição de drenagem, permitindo ou não a evaporação da água na superfície (Figura 5). A determinação da condutividade hidráulica é feita admitindo-se a validade da Lei de Darcy e estimando-se as vazões, nas diversas profundidades, em função das variações de umidade volumétrica. O método pode ser aplicado tanto em colunas de solo em laboratório quanto em perfis de solo no campo. Variações desse método no que diz respeito ao sistema de fluxo adotado (com evaporação para a superfície) e da forma de monitoração do teor de umidade e sucção podem ser encontradas na literatura (Klute, 1972). Entre as vantagens desse método, pode-se citar a obtenção de medições diretas no campo, que permite a obtenção de valores mais realísticos de condutividade hidráulica quando comparados com os obtidos de laboratório.

Gonçalves & Libardi (2013) apresentaram uma análise mais profunda da determinação da condutividade hidráulica pelo método do perfil instantâneo com o objetivo de verificar a possibilidade de se obter uma relação do conteúdo de água no solo, em função do tempo de redistribuição sem a suposição da existência de gradiente de potencial total unitário. O estudo foi desenvolvido com dados de quatro solos, e a validação da relação proposta foi realizada por comparação da função hidráulica obtida com a alcançada tradicionalmente.

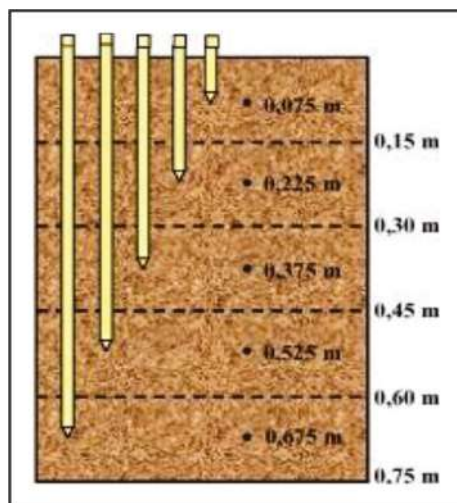


Figura 5 – Esquema do ensaio de perfil instantâneo com sistemas de medição de umidade e/ou sucção posicionados em várias profundidades (modificado de Hurtado *et al.*, 2005)

4.1.2.2 Permeâmetro Guelph

Outro método de campo muito utilizado é o Permeâmetro Guelph. O método foi desenvolvido por Reynold *et al.* (1983) e, posteriormente, aperfeiçoado na Universidade de Guelph, Canadá (Reynolds & Elrick, 1985; Reynolds & Elrick, 1986; Elrick *et al.*, 1989). A metodologia consiste na realização de ensaio de carga constante executado em furo de sondagem. São impostos pequenos valores de carga total e, após duas medições consecutivas de vazão, estabelece-se a relação entre a condutividade hidráulica e sucção. O ensaio baseia-se na solução da equação de fluxo em regime permanente, admitindo como válida a relação entre condutividade hidráulica e sucção, proposta por Gardner (1958), dada por:

$$k = k_{\text{sat}} e^{\alpha\psi} \quad (\text{Eq. 15})$$

onde α é uma constante ($0 < \alpha < \infty$) e k_{sat} é o valor da condutividade hidráulica saturada. Assume-se que o meio é homogêneo, isotrópico e semi-infinito.

O Permeâmetro Guelph é um aparelho leve e de fácil operação em campo e pode ser utilizado para efetuar medições da condutividade hidráulica em superfície ou em profundidade (Figura 6). A interpretação desse ensaio foi estendida por Campos (1993), para meios anisotrópicos e heterogêneos, ampliando o espectro de utilização desse ensaio para solos de encostas.



Figura 6 – Esquema do ensaio com Permeâmetro Guleph (aquaesolos.net)

Resultados insatisfatórios sobre o uso do permeâmetro de Guelph para a determinação da condutividade hidráulica saturada têm sido relatados na literatura. Soto *et al.* (2009) sugerem metodologias para minimizar os erros advindos de suas limitações teóricas e experimentais.

Dificuldades com a obtenção da condutividade hidráulica com o uso de ensaios de campo incluem: a definição das condições de contorno e medidas confiáveis do avanço da frente de infiltração da água no solo devido à sua variabilidade no solo. Na prática, muitas medições de condutividade hidráulica saturada são requeridas para caracterizar um solo, devido à grande variabilidade espacial dessa propriedade. Assim, as medições de campo podem apresentar custo elevado e ser demoradas. A determinação da condutividade hidráulica em laboratório e em campo produz resultados com elevada dispersão, o que indica que essa propriedade é altamente variável.

4.2 Métodos indiretos

Na condição saturada, apesar da determinação experimental da condutividade hidráulica (k_{sat}) ser relativamente simples, encontram-se, na literatura, algumas proposições matemáticas para determinação de k_{sat} em função de outros parâmetros, como exemplifica a Tabela 2. Para solos naturais não plásticos, os métodos indiretos mais recomendados são os métodos propostos por Hazen (1911), método conhecido como o de Kozeny-Carman (1927, 1937), conforme Carrier (2003), Taylor (1948) e o método proposto por Chapuis (2004). Essas equações estão apresentadas na Tabela 2.

Tabela 2 – Modelos matemáticos para estimativa da k_{sat}

Modelo	Equação	Definição de variáveis
Hazen (1911)	$k_{sat} = C_H \times d_{10}^2$	Válido para areias uniformes d_{10} - diâmetro efetivo C_H - coeficiente empírico de Hazen k_{sat} em cm/s
Kozeny-Carman (1927, 1937)	$k_{sat} = \frac{\gamma \mu \times C_{KC} \times S^2 e^3}{(1 + e)}$	γ - peso específico do líquido permeante μ - viscosidade dinâmica do permeante C_{KC} - coeficiente empírico de Kozeny-Carman S - superfície específica por unidade de volume e - índice de vazios k_{sat} em cm/s
Taylor (1948)	$k_{sat} = \frac{D^2 \times \gamma_w \mu \times e^3}{(1 + e) \times C}$	D - diâmetro dos grãos do solo γ_w - peso específico da água μ - viscosidade dinâmica do líquido C - coeficiente de forma
Chapuis (2004)	$k_{sat} = \frac{2,4622 (d_{10}^2 e^3)^{0,7825}}{(1 + e)}$	d_{10} - diâmetro efetivo e - índice de vazios k_{sat} em cm/s

Na condição não saturada, a determinação experimental é mais complexa, pois envolve equipamentos especiais e elevado tempo de execução (Fredlund & Rahardjo, 1993). Em virtude da dificuldade de se determinar experimentalmente as relações entre condutividade hidráulica x teor de umidade volumétrico x sucção, várias propostas surgiram na tentativa de estimativa da condutividade hidráulica a partir de outras propriedades (porosidade, granulometria, etc.), mais fáceis de serem obtidas experimentalmente (Childs & Collis-George, 1950; Marshall, 1958; Millington & Quirk, 1960; Millington & Quirk, 1961; Millington & Quirk, 1964; Brooks & Corey, 1964; Green & Corey, 1971; van Genuchten, 1980; Saxton *et al.*, 1986; Boadbridge *et al.*, 1988).

Em geral, os modelos matemáticos requerem o conhecimento prévio dos teores de umidade saturado e residual, da sucção de entrada de ar e da condutividade hidráulica saturada, além de parâmetros de ajustes. A Tabela 3 apresenta algumas das equações propostas na literatura para a curva de condutividade hidráulica (Gerscovich & Guedes, 2004). Observa-se, na Tabela 3, que a maioria das equações baseia-se em pontos especiais da curva de retenção (teores de umidade volumétrico saturado e residual e sucção de entrada de ar). São, também, necessárias informações relacionadas à condutividade hidráulica saturada e a definição de parâmetros de ajuste (Gerscovich *et al.*, 2004). Verifica-se, ainda, que a proposta de Leong & Rahardjo (1997) é semelhante às de Irmay (1954) e Brooks & Corey (1964). Fredlund & Rahardjo (1993) apresentam outras equações que, apesar de não estarem incluídas na Tabela 3, podem ser utilizadas para estimar a condutividade hidráulica a partir do conhecimento da curva de retenção numa ampla faixa de sucções, além de parâmetros relacionados à estrutura (porosidade, índice de vazios).

Tabela 3 – Modelos matemáticos propostos na literatura para definir a curva de condutividade hidráulica (modificada de Gerscovich & Guedes, 2004)

Modelo	Equação	Definição de variáveis
Gardner (1958)	$k = \frac{k_{sat}}{1 + a \left(\frac{\psi}{\rho_w g} \right)^n}$	ψ = Sucção a e n = parâmetros de ajuste γ_w = densidade da água g = aceleração gravitacional
Brooks & Corey (1968)	$\begin{cases} k(\psi) = k_{sat} \left(\frac{\psi_b}{\psi} \right)^n \rightarrow \psi > \psi_b \\ k(\psi) = k_{sat} \rightarrow \psi \leq \psi_b \end{cases}$	ψ_b = sucção de entrada de ar ψ = sucção n = parâmetro de ajuste
Arbhabhirama & Kridakorn (1968)	$k = \frac{k_{sat}}{\left(\frac{\psi}{\psi_h} \right)^{n'} + 1}$	ψ = Sucção ψ_b = Sucção de entrada de ar n' = Parâmetro de ajuste
Davidson <i>et al.</i> (1969)	$k = k_{sat} e^{[\beta(\theta - \theta_s)]}$	θ_s = teor de umidade volumétrica saturada β = parâmetro de ajuste

Modelo	Equação	Definição de variáveis
Campbell (1974)	$k = k_{\text{sat}} \left(\frac{\theta}{\theta_s} \right)^{2b+\beta}$	θ_s = teor de umidade volumétrica saturada β = parâmetro de ajuste
Mualem (1976)	$k_{\text{rel}} = \frac{[1 - (\alpha\psi)^m (1 + (\alpha\psi)^n)^{-m}]^2}{[1 + (\alpha\psi)^n]^{\frac{m}{2}}} \rightarrow \psi > 0$	$K_{\text{rel}} = k/k_{\text{sat}}$ m, n e α = parâmetros de ajustes ψ = sucção
Mualem & Dagan (1978)	$k_{\text{rel}} = S_e^x \left(\frac{\int_0^\theta \frac{d\theta}{\psi^{1+b}}}{\int_0^{\theta_s} \frac{d\theta}{\psi^{1+b}}} \right)^2$	$K_{\text{rel}} = k/k_{\text{sat}}$ θ = teor de umidade volumétrico ψ = Sucção b = fator de tortuosidade
van Genuchten (1980)	$k(S_e) = k_{\text{sat}} S_e^l \left[1 - \left(1 - S_e^m \right)^n \right]^2 S_e = \frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r}$	θ_r e θ_s = teor de umidade volumétrica residual e saturada S_e = grau de saturação no solo m = parâmetro de ajuste $l = 0,5$
Leong & Rahardjo (1998)	$k_{\text{rel}} = \Theta^p \Rightarrow \Theta = \frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r}$	$K_{\text{rel}} = k/k_{\text{sat}}$ Θ = teor de umidade normalizado θ_r e θ_s = teor de umidade volumétrica residual e saturada p = parâmetro de ajuste
Vanapalli & Lobbezoo (2002)	$k_{\text{rel}} \approx 10^{(7,9 \log \log S_\gamma)}$ $\gamma = 14,08(I_p)^2 + 9,4(I_p) + 0,75$	$K_{\text{rel}} = k/k_{\text{sat}}$ S = grau de saturação I_p = índice de plasticidade

Vários modelos estatísticos têm sido propostos para descrever a função de condutividade hidráulica de solos não saturados (Burdine, 1953; Mualem, 1976; Fredlund *et al.*, 1994). A maioria dos modelos estatísticos são baseados na curva de retenção principal de drenagem; assim, esses modelos são válidos apenas para essa curva de retenção. Para valores elevados de grau de saturação na curva de retenção de umedecimento, o ar presente nos vazios do solo se torna descontínuo e a pressão do ar presente nos vazios fica diferente da pressão atmosférica. Nesse caso, esses modelos estatísticos não podem ser utilizados para definir a função de condutividade hidráulica de um solo com a fase gasosa descontínua (Bicalho, 1999).

A maior limitação dos métodos indiretos é extrapolar valores de parâmetros para intervalos diferentes dos valores medidos. Hillel (1971) afirma que a condutividade hidráulica é mais bem obtida a partir de medidas diretas (experimentais) devido às limitações dos métodos indiretos. McCartney & Parks (2009) mencionam que o uso de modelos preditivos para a estimativa da função de condutividade hidráulica pode levar a erros de uma a quatro ordens de magnitude, com as maiores discrepâncias ocorrendo para menores valores de umidade. Assim, recomenda-se cautela no uso de métodos indiretos, que podem ser uma opção complementar aos resultados experimentais obtidos por métodos diretos.

Vários pesquisadores têm usado a solução inversa do problema para determinar a função de condutividade hidráulica a partir de medições de dados de entrada e saída e valores de pressão e umidade obtidas a partir de ensaios de infiltração e evaporação (Zachman *et al.*, 1981, 1982; Dane & Hruska, 1983; Kool *et al.*, 1985; Abu-Hejleh *et al.*, 1993; Wildenschild *et al.*, 1997; Abdallah, 1999; Bicalho, 1999; Hwang, 2002; Bicalho *et al.*, 2003; Znidarcic *et al.*, 2004). Nesse método, os dados experimentais são vistos como a solução do problema de valor inicial em que a equação governante de fluxo e as condições iniciais e de contorno são conhecidas, mas as funções constitutivas e os parâmetros são desconhecidos. A dedução da equação geral que descreve o fluxo de água líquida em solos não saturados é apresentada a seguir.

5. FLUXO DE ÁGUA LÍQUIDA E VAPOR DE ÁGUA EM SOLOS NÃO SATURADOS

5.1 Princípio de conservação de massa

Aplicando-se o princípio de conservação de massa para o estudo de solos não saturados, tem-se que, para um dado elemento de solo, a taxa de ganho ou perda de água é igual o fluxo líquido de entrada ou saída, respectivamente. A Figura 7 mostra um elemento infinitesimal de solo, indicando os fluxos de entrada e saída de água nas direções x, y e z.

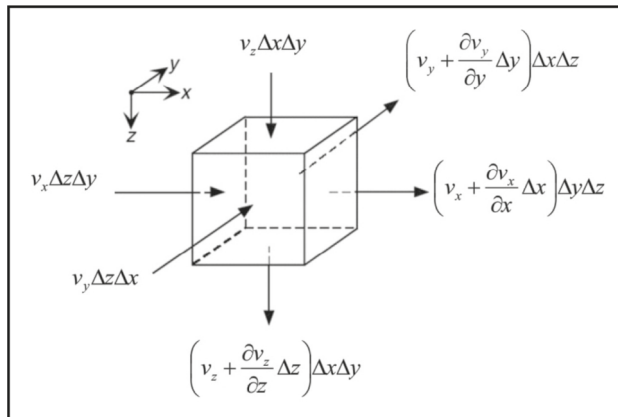


Figura 7 – Elemento infinitesimal de solo e requisitos de continuidade para o fluxo de água (modificado de Lu & Likos, 2004)

O fluxo de entrada (Q_{entra}) e saída (Q_{sai}) de massa de água (kg/s) do elemento de solo será expresso pelas seguintes equações (Lu & Likos, 2004):

$$Q_{entra} = \rho_w(v_x D_y D_z + v_y D_x D_z + v_z D_x D_y) \tag{Eq. 16}$$

onde:

Q_{entra} = fluxo de massa de água que entra no elemento de solo (kg/s)

ρ_w = densidade da água (kg/m³)

v_x = velocidade de entrada da água na direção x (L/T)
 v_y = velocidade de entrada da água na direção y (L/T)
 v_z = velocidade de entrada da água na direção z (L/T)
 Δx = elemento infinitesimal na direção x (L)
 Δy = elemento infinitesimal na direção y (L)
 Δz = elemento infinitesimal na direção z (L)

Ao sair do elemento infinitesimal, a velocidade de entrada de água (v_x , v_y , v_z) será alterada; assim, tem-se que:

$$Q_{\text{sai}} = \rho_w \left[\left(v_x + \frac{\partial v_x}{\partial x} \Delta x \right) \Delta y \Delta z + \left(v_y + \frac{\partial v_y}{\partial y} \Delta y \right) \Delta x \Delta z + \left(v_z + \frac{\partial v_z}{\partial z} \Delta z \right) \Delta x \Delta y \right] \quad (\text{Eq. 17})$$

onde:

q_{sai} = fluxo de massa de água que sai no elemento de solo (kg/s)
 $\frac{\partial v_x}{\partial x} \Delta x$ = variação na velocidade de saída da água na direção x (L/T)
 $\frac{\partial v_y}{\partial y} \Delta y$ = variação na velocidade de saída da água na direção y (L/T)
 $\frac{\partial v_z}{\partial z} \Delta z$ = variação na velocidade de saída da água na direção z (L/T)

Por outro lado, a taxa na qual a massa de água é armazenada no elemento de solo, desprezando-se eventuais variações de volume por umedecimento ou secagem, é expressa por:

$$\frac{\partial M_w}{\partial t} = \rho_w \frac{\partial \theta}{\partial t} \Delta z \Delta x \Delta y \quad (\text{Eq. 18})$$

onde:

M_w = massa de água (kg)
 ρ_w = densidade da água (kg/m³)
 q = umidade volumétrica ($q = V_w / V$)
 V_w = volume de água (m³)
 V = volume do elemento de solo (m³) (= $DzDxDy$)

Pelo princípio de conservação de massa, a água armazenada no solo, expressa pela Equação 18, deve ser igual ao fluxo líquido no elemento de solo ($Q_{\text{entra}} - Q_{\text{sai}}$), conduzindo à seguinte expressão:

$$Q_{\text{entra}} - Q_{\text{sai}} = \rho_w \frac{\partial(\theta)}{\partial t} \Delta z \Delta x \Delta y \quad (\text{Eq. 19})$$

Reorganizando-se e subtraindo-se os termos do lado esquerdo da equação, tem-se que:

$$-\rho_w \left(\frac{\partial v_x}{\partial x} + \frac{\partial v_y}{\partial y} + \frac{\partial v_z}{\partial z} \right) \Delta z \Delta x \Delta y = \rho_w \frac{\partial(\theta)}{\partial t} \Delta z \Delta x \Delta y \quad (\text{Eq. 20})$$

Simplificando-se os termos da equação anterior, tem-se a Equação (21), que governa o fluxo transiente nos solos, sendo aplicável tanto para solos saturados como para solos não saturados (Lu & Likos, 2004):

$$-\left(\frac{\partial v_x}{\partial x} + \frac{\partial v_y}{\partial y} + \frac{\partial v_z}{\partial z} \right) = \frac{\partial(\theta)}{\partial t} \quad (\text{Eq. 21})$$

onde:

$\frac{\partial(\theta)}{\partial t}$ = taxa de variação da umidade volumétrica com o tempo

$\frac{\partial v_x}{\partial x}$ = taxa de variação na velocidade de saída da água na direção x

$\frac{\partial v_y}{\partial y}$ = taxa de variação na velocidade de saída da água na direção y

$\frac{\partial v_z}{\partial z}$ = taxa de variação na velocidade de saída da água na direção z

5.2 Fluxo de água líquida no solo

Richards (1931) combinou a Equação de Darcy-Buckingham com a equação da continuidade, resultando a equação diferencial geral, que descreve o fluxo de água líquida em solos não saturados. Substituindo-se as Equações 9 a 11, que representam a aplicação da lei de Darcy para solos não saturados na Equação (21), tem-se

$$\frac{\partial}{\partial x} \left[k_x(\psi) \frac{\partial h_w}{\partial x} \right] + \frac{\partial}{\partial y} \left[k_y(\psi) \frac{\partial h_w}{\partial y} \right] + \frac{\partial}{\partial z} \left[k_z(\psi) \frac{\partial h_w}{\partial z} \right] = -\frac{\partial(\theta)}{\partial t} \quad (\text{Eq. 22})$$

onde: h_w é a carga total (L)

A equação de Richards pode ser escrita em termos da carga h , da umidade volumétrica θ ou numa forma mista, utilizando as duas grandezas. Como, em meios não saturados, a umidade volumétrica (θ) e a carga decorrente da sucção mátrica (h_m) estão relacionadas entre si pela curva característica ou de retenção do solo, então, pela regra da cadeia:

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = \frac{\partial \theta}{\partial h_m} \frac{\partial h_m}{\partial t} = C(h_m) \frac{\partial h_m}{\partial t} \quad (\text{Eq. 23})$$

onde $C(h_m)$ [L-1] é chamado capacidade de retenção específica, representando a variação da umidade volumétrica em volume unitário de solo para uma variação unitária na carga hidráulica. Matematicamente, esse parâmetro representa a derivada da curva característica ou de retenção do solo. Com isso, a Equação (22) pode ser reescrita em função da carga hidráulica:

$$\frac{\partial}{\partial x_i} \left[k_{ij}(h_m) \frac{\partial h_m}{\partial x_j} + k_{i3} \right] = C(h) \frac{\partial h_m}{\partial t} \quad (\text{Eq. 24})$$

Na Equação (24) a carga total foi substituída por seus termos: carga de pressão (h) e carga de elevação (z). Com isso, dado que o gradiente gravitacional é unitário, o subscrito 3 na parcela k_{i3} refere-se ao eixo vertical.

Cabe ressaltar que, na formulação apresentada (Equações (23) e (24)), admitiu-se que o fluxo ocorre a volume constante, isto é, a porosidade é considerada constante.

A Equação de Richards (1931) é altamente não linear, uma vez que a condutividade hidráulica não saturada e a carga de sucção mátrica dependem do teor de umidade do solo. Soluções analíticas exatas são apenas possíveis para casos de fluxo simples, sob várias hipóteses restritivas. Para casos gerais, a solução da equação é possível por meio de ferramentas numéricas (Neuman, 1973; Gerscovich, 1994; Micheletto, 2007).

5.3 Fluxo de vapor no solo

O fluxo de vapor de água no solo não saturado pode ser descrito utilizando-se a Lei de Fick (De Vries, 1987), tal que:

$$v_{vx} = -D_{vx} \frac{\partial P_v}{\partial x} \quad (\text{Eq. 25})$$

$$v_{vy} = -D_{vy} \frac{\partial P_v}{\partial y} \quad (\text{Eq. 26})$$

$$v_{vz} = -D_{vz} \frac{\partial P_v}{\partial z} \quad (\text{Eq. 27})$$

onde:

v_v = fluxo de vapor de água ($\text{kg}/(\text{m}^2 \times \text{s})$)

P_v = pressão parcial de vapor de água (kPa)

D_v = difusividade do vapor no solo ($\text{kg} \times \text{m}/(\text{kN} \times \text{s})$)

Substituindo-se as Equações (25) a (27) na Equação (21), tem-se:

$$\frac{\partial}{\partial x} \left[D_{vx} \frac{P_v}{\partial x} \right] + \frac{\partial}{\partial y} \left[D_{vy} \frac{P_v}{\partial y} \right] + \frac{\partial}{\partial z} \left[D_{vz} \frac{P_v}{\partial z} \right] = \frac{\partial(\theta)}{\partial t} \quad (\text{Eq. 28})$$

onde:

P_v = pressão parcial de vapor de água (kPa)

D_v = difusividade do vapor no solo ($\text{kg} \times \text{m}/(\text{kN} \times \text{s})$)

$\frac{\partial(\theta)}{\partial t}$ = taxa de variação da umidade volumétrica com o tempo

6. INTERAÇÃO SOLO/FLUIDO E VALORES DE PERMEABILIDADE

Neste item, é apresentada uma pequena discussão acerca da influência da natureza do fluido intersticial nos valores obtidos de permeabilidade do solo para uma condição de saturação ao fluido de interesse. Conforme apresentado anteriormente, a Equação (2) fornece a possibilidade de entendimento e aplicação do conceito de permeabilidade intrínseca ou absoluta. Em princípio, essa equação poderia ser utilizada para, a partir de um valor de permeabilidade obtido para um determinado fluido (normalmente, a água), prever-se o valor de permeabilidade que seria obtido com um segundo fluido, de densidade e viscosidade diferentes do primeiro, dado que a permeabilidade absoluta seria, supostamente, uma função exclusiva do meio poroso.

A experiência prática demonstra que, para meios granulares ou inertes química e eletricamente com o fluido percolante, como as areias, a permeabilidade intrínseca pode ser considerada uma propriedade exclusiva do meio poroso, independentemente das características do fluido. Porém, conforme demonstrado por Oliveira (2001) e outros pesquisadores, quando a fração argilosa do solo é não desprezível, a permeabilidade intrínseca passa a ser afetada pela interação líquido permeante/solo devido ao excesso de cargas elétricas na superfície dos minerais argílicos e a sua grande superfície específica.

Quando postos em contato com um líquido, a alta superfície específica dos minerais argílicos favorecerá uma intensa interatividade entre os dois, propiciando a ocorrência de importantes fenômenos químicos e elétricos. Entre as propriedades dos minerais argílicos relacionadas com a sua superfície específica, destacam-se a densidade de cargas superficiais, a sorção e troca catiônica e a dupla camada de água adsorvida (parte desses fenômenos foi apresentada no capítulo de potenciais da água no solo). Essas propriedades das partículas coloidais das argilas afetam diversas características do solo, como a expansibilidade e a retenção de água, bem como se refletem em suas propriedades mecânicas, tais como a compressibilidade e a resistência ao cisalhamento. A Tabela 4 apresenta valores típicos de superfície específica para os tipos de minerais mais frequentes no solo.

Além da superfície específica e do desbalanceamento das cargas elétricas do solo, diversos trabalhos têm apontado a constante dielétrica do fluido como um dos principais fatores da interação sólido/líquido. De fato, líquidos apolares serão pouco atraídos para a superfície desbalanceada eletricamente dos minerais argílicos, resultando em pequenas espessuras de camada dupla. Isso faz com que parte dos poros que se encontravam indisponíveis para o fluxo de água se apresente disponível para o fluxo de fluidos de baixa polaridade, como a maioria dos líquidos derivados de petróleo (ver Figura 8). Segundo Mesri & Olson (1971), é a diferença de polaridade entre a água e os líquidos orgânicos permeantes a principal razão do aumento da permeabilidade do solo a esses compostos. A água possui constante dielétrica em torno de 80, enquanto que a maioria dos líquidos orgânicos

possuem valores de constante dielétrica em torno de 2. Bradley, (1945), Barshad, (1952), Theng, (1974), Graber & Mingelgrin, (1994) e Kinsky *et al.* (1971) são exemplos de estudos focados na interação microestrutural entre os líquidos orgânicos e o solo. O fato de a permeabilidade absoluta ser uma função das interações entre as partículas sólidas e os fluidos intersticiais tem grande importância na especificação de solos com propriedades adequadas para a contenção de líquidos com constantes dielétricas diferentes da água, como no caso dos fluidos orgânicos derivados de petróleo. Uma camada mineral que apresenta um desempenho satisfatório na contenção de água, provavelmente, não apresentará o mesmo desempenho na contenção de líquidos de baixa polaridade.

Tabela 4 – Valores típicos de superfície específica de alguns minerais argílicos e solos

Tipo de Mineral	Superfície Específica (m ² /g)
Esmectita	500-800
Ilita	60-120
Caulinita	20-40
Solo argiloso	150-250
Solo siltoso	5-20

Fonte: Adaptado de Ghildyal & Tripathi (1987)

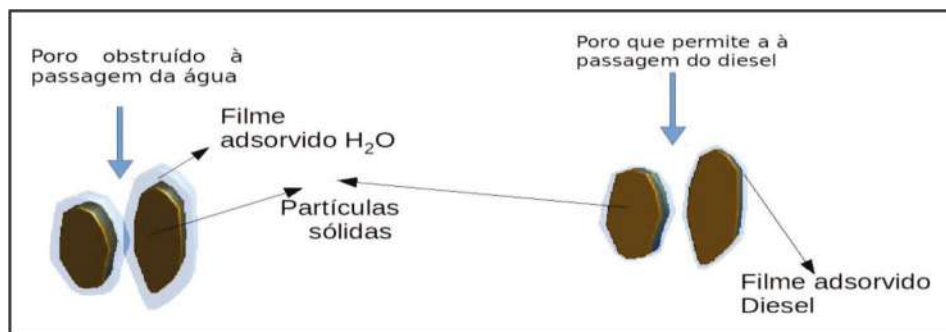


Figura 8 – Variação da espessura da camada dupla em função do fluido intersticial e seus efeitos na disponibilidade de poros para a ocorrência de fluxo

Além disso, pelo exposto acima, dado aos valores de constante dielétrica próximos entre a maioria dos líquidos orgânicos e o ar (Ver Tabela 1 do capítulo 5 - Potenciais de água no solo), a entrada de um fluido orgânico em um solo inicialmente saturado com água produz um efeito semelhante ao da secagem ao ar dos solos no tocante às suas características mecânicas. Assim, dependendo do caráter argiloso do solo, poderão aparecer trincas de tração e a resistência ao cisalhamento do solo aumentará. As mudanças estruturais decorrentes dessa *secagem ao óleo* do solo são apontadas, por diversos autores, como um dos principais fatores para o aumento da permeabilidade dos solos argilosos aos

fluidos orgânicos (Anderson, 1981; Budhu *et al.*, 1991; Gilligan & Clemence, 1984). Trabalhos experimentais relatando as diferenças entre os valores de permeabilidade a fluidos orgânicos e à água podem ser encontrados em Anderson (1981), Anderson *et al.* (1982), Brown & Anderson (1983), Mitchell & Madsen, (1987).

Dessa forma, pode-se dizer que, para os meios argilosos, o coeficiente de permeabilidade absoluta ou intrínseca depende tanto das propriedades do solo quanto da afinidade elétrica entre as partículas sólidas e o fluido percolante. Essa afinidade, por sua vez, aumenta com a constante dielétrica e tensão superficial do fluido percolante e com a superfície específica das partículas sólidas. Esses fenômenos de superfície não foram levados em consideração quando da definição do conceito de permeabilidade absoluta por Nutting (1934), pois ele deduziu sua equação para meios porosos granulares, para os quais a influência da polaridade dos fluidos pode ser negligenciada. Desse modo, a Equação (2) deve ter o seu uso restrito a solos granulares ou ao caso em que os fluidos permeantes tenham interação similar com o solo (valores aproximadamente iguais de constante dielétrica).

A Figura 9 ilustra o efeito da constante dielétrica do fluido no seu coeficiente de permeabilidade. Nessa figura, apresentada originalmente por Cardoso (2011), os triângulos vermelhos são os dados experimentais de permeabilidade para diferentes tipos de solo e a reta de cor azul representa os valores de permeabilidade, obtidos a partir da Equação (2), tendo a água como fluido de referência. Nessa figura, além da água, o diesel foi utilizado como fluido percolante. De uma forma geral, o erro cometido no uso da Equação (2) para a estimativa dos valores de permeabilidade ao diesel aumenta com o conteúdo de argila e com o índice de plasticidade do solo. Assim, esses erros foram maiores para as amostras de solo de Massapê (cerca de 10.000 vezes). Para o caso das areias, a Equação (2) pode ser utilizada sem problemas. A Tabela 5 apresenta os resultados de caracterização geotécnica dos solos apresentados na Figura 9

Tabela 5 – Índices físicos dos solos apresentados na Figura 9

Formação de solo	Pedregulho (%)	Areia (%)	Silte (%)	Argila (%)	wL (%)	wP (%)	USCS
Areia eólica de duna	-	100	-	-	-	-	SP
Formações sedimentares Barreiras/Marizal	-	70	2.5	27.5	42	20	SC
Solo residual de Massapê	-	13	17	70	85	35	CH
Solo residual granulito	1.5	27.5	26	45	65	38	MH

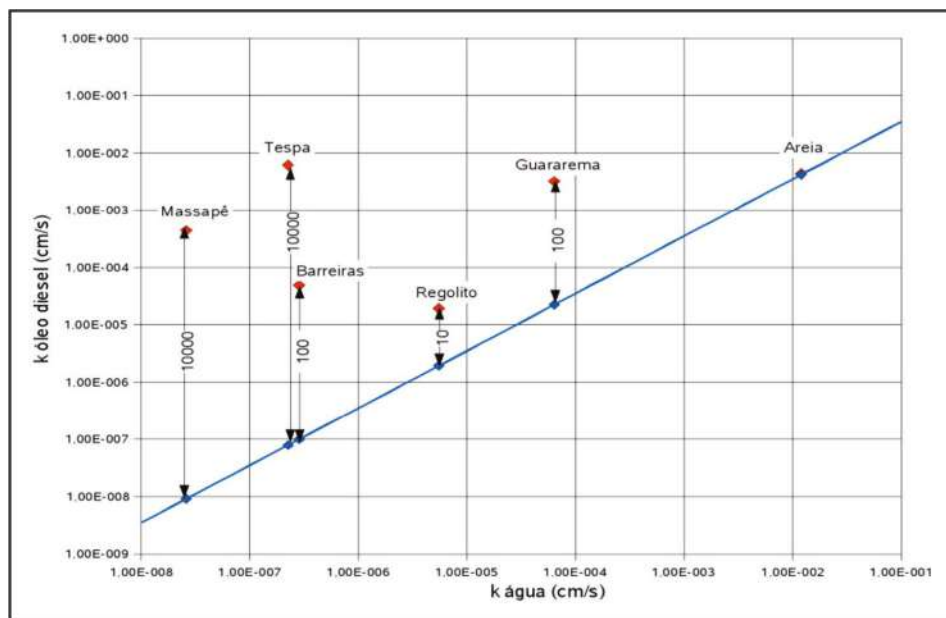


Figura 9 – Resultados dos ensaios realizados para a determinação da condutividade hidráulica saturada em relação ao óleo diesel

7. PERMEABILIDADE RELATIVA

Quando se tratam de sistemas multifásicos, em que, pelo menos, dois líquidos não miscíveis estão presentes nos vazios do solo, a permeabilidade relativa é o parâmetro mais utilizado para descrever o fluxo simultâneo dos fluidos presentes no meio poroso. Costuma-se empregar a abreviação inglesa NAPL (*non aqueous phase liquid*) para a denominação das fases aquosas não miscíveis presentes no solo. A permeabilidade relativa (K_r) é uma grandeza adimensional, definida como sendo a razão entre a permeabilidade efetiva K_i [L^2], correspondente a um dado grau de saturação, e uma permeabilidade base, como a permeabilidade intrínseca do solo, obtida com todos os vazios do solo preenchidos com o fluido de interesse (ver Equação (29)).

$$k = v \frac{dx}{d\psi} \quad (\text{Eq. 29})$$

Onde α corresponde à fase de interesse (água, ar ou fase não miscível).

A permeabilidade efetiva é uma medida da capacidade que o solo possui de conduzir um fluido que ocupa apenas parte do espaço poroso, estando o resto dos vazios intersticiais ocupado por outros fluidos imiscíveis. Ela difere da permeabilidade absoluta pelo fato de esta última se referir a uma situação na qual todos os vazios do solo estão preen-

chidos com um único fluido e se assemelha às definições associadas à curva de condutividade hidráulica, com a exceção de que, aqui, trabalha-se com dois ou mais líquidos. Para converter-se a curva de condutividade hidráulica em uma curva K_r , basta se considerar o ar como um fluido imiscível e o k_{sat} como a permeabilidade de base para a água. A permeabilidade ao ar para um solo completamente seco seria a permeabilidade de referência para o ar. De fato, não é só a permeabilidade à água que diminui à medida que o conteúdo de ar aumenta, mas a permeabilidade ao ar do solo que diminui à medida que o conteúdo de água aumenta. Figura 10 mostra curvas típicas de permeabilidades relativas em função da saturação para os fluidos molhante (água) e não molhante (NAPL). Conforme se pode observar, na saturação residual de cada fluido, a sua permeabilidade é suposta como nula, já que, na forma residual, não haveria continuidade entre as moléculas do fluido, e os gradientes de energia, assim, tonar-se-iam não efetivos para a promoção do fluxo. Outra questão a se observar é que, para $S_{r_a} = 1$, $K_{r_a} = 1$, ou seja, a permeabilidade efetiva se torna igual à permeabilidade intrínseca ou ao valor de referência adotado.

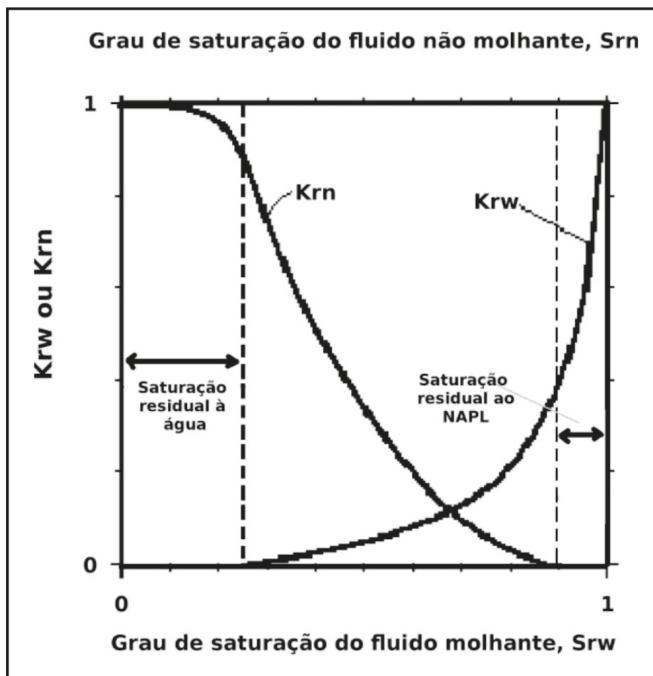


Figura 10 – Curvas típicas de permeabilidade relativa (modificado de Fetter, 1994)

A água é, normalmente, considerada o fluido mais molhante do sistema ar – NAPL – água, ou seja, a água é considerada como o fluido que tem preferência para se espalhar sobre as partículas sólidas do solo (ver conceito de molhabilidade no capítulo de potenciais da água no solo). O NAPL possui, geralmente, molhabilidade intermediária, sendo o ar o fluido menos molhante. Isso quer dizer que, em um solo inicialmente com óleo, a tendência é que a água desloque os meniscos de óleo, causando o seu movimento no meio poroso. Isso, aliás, é o princípio de funcionamento da técnica de lavagem do solo (*soil flushing*), sendo que, nesses casos, são utilizados, também, tensoativos para facilitar a expulsão da

fase residual não miscível. Essa ordem de molhabilidade pode, contudo, apresentar-se distinta na natureza. Para o caso de solos com grande quantidade de matéria orgânica, o NAPL pode se tornar o fluido mais molhante, passando a expulsar a água dos vazios do solo.

A ordem de molhabilidade tem grande importância nos processos de fluxo. Preservando-se a ordem de molhabilidade citada acima, quando há fluxo de NAPL em um solo que já possui considerável conteúdo de água, o que ocorre é que, em sendo a água o fluido mais molhante, esta ocupa os menores poros do solo, deixando os poros maiores para o fluxo do NAPL. Nesse caso, a água não participaria do fluxo. Como os poros maiores estão disponíveis para o fluxo do NAPL, a permeabilidade efetiva ao NAPL costuma não ser afetada de forma significativa até que o conteúdo de água comece a interromper a continuidade da distribuição do NAPL pelos vazios do solo.

A realização de ensaios para a determinação da permeabilidade relativa das fases menos molhantes, principalmente, em sistemas bifásicos, acaba sendo facilitada pelo fato de a fase mais molhante permanecer no solo durante o experimento, de forma que, executando-se os cuidados iniciais na preparação dos corpos de prova, os quais devem possuir uma distribuição homogênea e controlada da fase mais molhante, antes da realização do ensaio, tudo se processa como um ensaio de permeabilidade normal. Para o caso da fase mais molhante, há a necessidade de imposição de sucções para que o conteúdo da fase mais molhante permaneça inalterado. A Figura 11 apresenta curvas de permeabilidade efetiva obtidas por Cardoso (2011) para o diesel. Nesse caso, os valores de permeabilidade efetiva foram apresentados em cm/s, como usual em geotecnia. Da análise da figura, pode-se notar que, somente a partir de 40% de grau de saturação à água, é que os valores de permeabilidade efetiva ao diesel começam a decrescer.

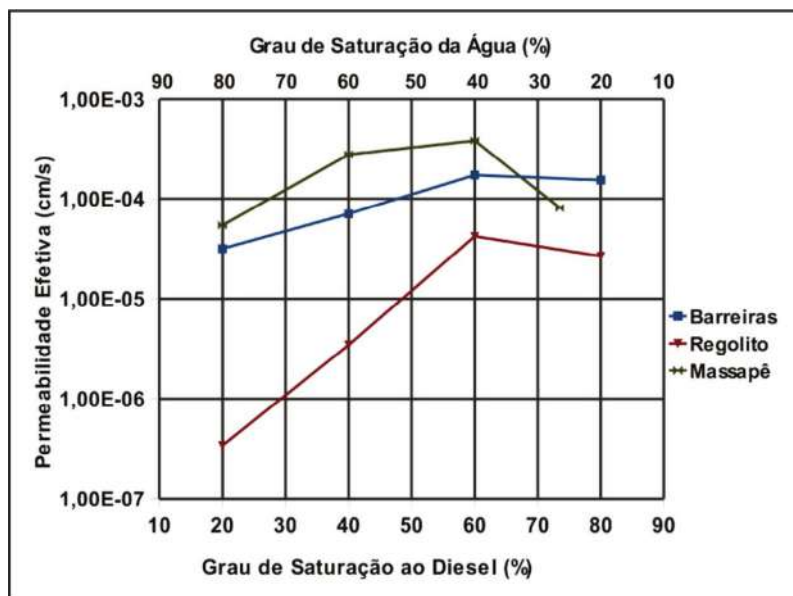


Figura 11 – Curvas de permeabilidade efetiva obtidas por Cardoso (2011)

Segundo Sousa (2012) e Delshad & Pope (1989), a literatura apresenta um número limitado de dados experimentais para a permeabilidade relativa trifásica. Além disso, devido às dificuldades de execução dos experimentos e a ocorrência de erros experimentais, a acurácia desses resultados pode ser motivo de questionamento. Devido a essa escassez de dados experimentais, alguns estudiosos têm utilizado modelos teóricos para a previsão da permeabilidade relativa em sistemas trifásicos. A maioria dos modelos teóricos propostos utilizam dados de permeabilidade relativa para sistemas bifásicos (óleo-água ou óleo-gás) ou dados de pressão capilar para estimar a permeabilidade relativa ao óleo na presença de água e gás. Conforme apresentado em Delshad & Pope (1989), o modelo proposto por Pope é descrito por:

$$k_m = k_n \cdot [a \cdot \hat{s}_n^b \cdot (1 - \hat{s}_w)^c + (1 - a) \cdot \hat{s}_n^d \cdot (1 - \hat{s}_g)^e] \quad (\text{Eq. 30})$$

onde:

$$\hat{s}_n = \frac{1 - Sr_w - Sr_g - Sr_{nr}}{1 - Sr_{wr} - Sr_{gr} - Sr_{nr}} \quad (\text{Eq. 31})$$

$$\hat{s}_w = \frac{1 - Sr_w - Sr_{wr}}{1 - Sr_{wr} - Sr_{gr} - Sr_{nr}} \quad (\text{Eq. 32})$$

$$\hat{s}_g = \frac{1 - Sr_g - Sr_{gr}}{1 - Sr_{wr} - Sr_{gr} - Sr_{nr}} \quad (\text{Eq. 33})$$

a, b, c e d = são parâmetros de ajuste da equação

Sr_n , Sr_w , Sr_g = são os graus de saturação ao NAPL, à água e ao ar

Sr_{nr} , Sr_{wr} , Sr_{gr} = são os graus de saturação residuais ao NAPL, à água e ao ar.

8. CONSIDERACOES FINAIS

Os métodos indiretos para estimativas da função de condutividade hidráulica apresentam limitações e devem ser adotados para os solos e intervalos de valores investigados em avaliações preliminares e/ou complementares. Acrescenta-se que para os solos lateríticos, deve-se considerar a textura do solo nas condições in situ, e, para os solos saprolíticos, a possibilidade da condutividade hidráulica apresentar heterogeneidade e anisotropia.

Cabe ainda destacar que o estado da fase ar do solo não saturado, por intervir diretamente nas condições de fluxo, assume muitas vezes papel importante na ocorrência de determinados fenômenos. Por exemplo, a ocorrência da umidade ótima na curva de compactação está associada a oclusão da fase ar (Bicalho 1999, Bicalho *et al.* 2000, Camapum de Carvalho & Gitirana Jr. 2021). Ao ocorrer ela propicia o surgimento de poropressões (ou pressões neutras) positivas no solo compactado não saturado, reduzindo a energia efetiva de compactação e dando assim origem ao ramo úmido.

Ainda relacionando-se à condutividade hidráulica e fluxo em solos não saturados, durante as precipitações e dependendo do estado de saturação do perfil de solo, o ar já não

pode existir num estado livre, mas pode estar ocluso, isto é, ocorrer na forma de bolhas isoladas, e a poro pressão do ar nos solos não saturados será diferente da pressão atmosférica (Bicalho 1999, Bicalho *et al.* 2000). Tal ocorrência além de ampliar o fluxo superficial por impedir a continuidade da infiltração podendo gerar alagamentos, inundações e enchen-tes nos cursos d'água, e processos erosivos (Camapum de Carvalho & Gitirana Jr. 2021).

REFERÊNCIAS

ABDALLAH, A. (1999). Mode´lisation de l'infiltration dans les sols fins compacte´s: inte´gration des e´coulements pre´fe´rentiels dans les macropores. These de Doctorat, INPL, Nancy, France, 265 pp.

ABU-HEJLEH, A.N.; ZNIDARCIC, D. & ILLANGASEKARE, T.H. (1993). Permeability Determination for Unsaturated Soils. *Unsaturated Soil. Geotechnical Special Publication*, (39): 163-174.

AIBAN, S.A.; & ZNIDARCIC, D. (1989). Evaluation of the flow pump and constant head techniques for permeability measurements. *Geotechnique*, 39(4): 655-666.

ANDERSON, D.C. (1981). Organic Leachate Effects on the Permeability of Clay Soils. Master's Thesis. Soil and Crop Sciences Department, Texas A&M University, 124 pp.

ANDERSON, D.C.; BROWN, K.W. & GREEN, J.W. (1982). Effect of organic fluids on the permeability of clay soil liners. In: Land disposal of hazardous waste. 9th Annual Research Symposium, Ft. Mitchel, KY, EPA – 600/9-83-018, pp 114-125.

ARBHABHIRAMA, A. & KRIDAKORN, C. (1968). Steady Downward Flow to a Water. *Water Resources Research*, 4:1249-1257.

BARSHAD, I. (1952). Factors affecting the interlayer expansion of vermiculite and montmorillonite with organic substances. *Soil Science Society of America Proceedings*, 16: 176-182.

BEAR, J. (1972). *Dynamics of fluid flow in porous media*. Elsevier, Amsterdam, 764p.

BENSON, C.H. & GRIBB, M.M. (1997). Measuring Unsaturated Hydraulic Conductivity in the Laboratory and Field. *Unsaturated Soil Engineering Practice, Geotechnical, Special Publication 68*: 113-168.

BICALHO, K.V. (1999). Modeling Water Flow in an Unsaturated Compacted Soil. Doctoral Thesis. University of Colorado, 235 pp.

BICALHO, K.V.; ZNIDARCIC, D. & KO, H.Y. (2000). Air Entrapment Effects on Hydraulic Properties. *ASCE, Geotechnical, Special Publication 99*: 517-528.

BICALHO, K.V.; ZNIDARCIC, D. & KO, H.Y. (200). Influence of air entrapment on the unsaturated hydraulic conductivity functions. 12 Panamerican Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, vol 2. Culligan PJ, Einstein HH, Whittle AJ (eds.) Cambridge, MA, USA, pp 1597-1602.

BICALHO, K.V.; ZNIDARCIC, D. & FLEUREAU, J.M. (2007). Determination of water hydraulic conductivity functions of unsaturated soils. 3 Asian Conference on Unsaturated soils, Beijing, China, v. I, pp. 445-450.

BOADBRIDGE, P.; KNIGHT, J.H. & ROGERS C. (1988). Constant Rate Rainfall Infiltration in a Bounded Profile: Solutions of a Nonlinear Model. Soil Science Society of America Journal, 52: 1526-1533.

BOUMA, J.; HILLEL, D.; HOLE, F.D. & AMERMAN, C.R. (1971). Field Measurement of Unsaturated Hydraulic Conductivity by Infiltration Through Artificial Crusts. Soil Science Society of America Proceedings, 35: 362-364.

BRADLEY, W.F.G. (1945). Molecular associations between montmorillonite and some polyfunctional organic liquids. Journal Am. Chem. Soc., 67: 975-981.

BROWN, K.W. & ANDERSON, D.C. (1983). Effects of organic solvents on the permeability of clay soils. Environmental Protection Agency (U.S.), EPA-600/S2-83-016.

BROOKS, R.H. & COREY, A.T. (1964). Hydraulic Properties of Porous Media. Colorado State University, Hydrology papers, (3): 1-27.

BUDHU, M.; GIESE, JR.R.F.; CAMPBELL, G. & BAUMGRASS, L. (1991). The permeability of soils with organics fluids. Canadian Geotechnical Journal, 28: 140-147.

BUCKINGHAM, E. (1907). Studies on the movement of soil moisture. U.S. Department Agriculture, Bureau of Soils 38, U.S. Government Printing Office, Washington, DC.

BURDINE, N.T. (1953). Relative Permeability Calculation from size distribution data. Transactions of the American Institute of Mining, Metallurgical and Petroleum Engineers, 198: 71-78.

BURDINE, N.T.; GOUNAY, L.S. & REICHERTZ, P.P. (1950). Pore Size Distribution of Petroleum Reservoir Rocks. Petroleum Transactions, AIME, 189: 195-204.

CAMPBELL, G.S. (1974). A simple method for determining unsaturated conductivity from moisture retention data. Soil Science, 117: 311-314.

CAMAPUM DE CARVALHO, J.; GITIRANA JR., G.F.N. (2021) Unsaturated soils in the context of tropical soils. Soils & Rocks, 44:3, 1-25.

CAMPOS, J.L.E. (1993). Um Estudo Numérico e Experimental da Permeabilidade Saturada e Não Saturada de Solos de Encostas do Rio de Janeiro. Tese de Mestrado. Departamento de Engenharia Civil, PUC-Rio.

CAPUTO, M.C. & NIMMO, J.R. (2005). Quasi-Steady Centrifuge method for unsaturated hydraulic characterization. International Symposium On Advanced Experimental Unsaturated Soil Mechanics, Balkema, pp. 287-290.

CARDOSO, L.S.P. (2011). Estudo do Transporte de Poluentes Imiscíveis em Solos. Tese de Doutorado. Programa de Pós-Graduação em Energia e Ambiente, Universidade Federal da Bahia, 150 p.

CARMAN P.C. (1937). Fluid flow through granular beds. Trans Inst Chem Eng London 15:150-166

CARRIER W.D. (2003). Goodbye, Hazen, Hello, Kozeny-Carman. ASCE J Geotech Geoenviron. Eng. 129:1054-1056

CHAPUIS R.P. (2004). Predicting the saturated hydraulic conductivity of sand and gravel using effective diameter and void ratio. Can Geotech J 41(5):787-795

CHILDS, E.C. (1969). An Introduction to the Physical Basis of Soil Water Phenomena. John Wiley & Sons, New York, 493 p.

CHILDS, E.C. & COLLIS-GEORGE, N. (1950). The permeability of porous materials. Proceedings, Royal Society, London, Series A, 210: 392-405.

DANE, J.H. & HRUSKA, S. (1983). In-situ determination of soil hydraulic properties during drainage. Soil Science Society of America Journal, 47: 619-624.

DANIEL, D.E. (1983). Permeability test for unsaturated soil. Geotechnical Testing Journal, 6 (2): 81-86.

DARCY, H. (1856). Histoire Des Fontaines Publique de Dijon. Paris, Dalmont, pp. 590-594.

DAVIDSON, J.M.; STONE, L.R.; NIELSEN, D.R. & LA RUE, M.E. (1969). Field Measurement and use of soil water properties, Water Resources Research, (5): 1312-1321.

DELSHAD, M. & POPE, G.A. (1989). Comparison of the three phase oil relative permeability models. Transport in Porous media, (4): 59-83.

DE VRIES, D.A. (1987). The theory of heat and moisture transfer in porous media revisited. International Journal of Heat and Mass Transfer, 30(7): 1343-1350.

ELRICK, D.E.; REYNOLDS, W.D. & TAN, K.A. (1989). Hydraulic conductivity measurements in the unsaturated zone using improved well analysis. *Groundwater Monitoring Review*, 9: 184-193.

ELRICK, D.E. & BOWMAN, D.H. (1964). Note on an Improved Apparatus for Soil Moisture Flow Measurements. *Soil Science Society of America Proceedings*, 28: 450-453.

FETTER, C.W. (1994). *Applied Hydrogeology*, 3rd ed. Macmillan College Publishing Inc., New York, 616 p.

FLEUREAU, J.M. (1979). Etude de l'influence d'un champ thermique ou électrique sur les propriétés mécaniques et hydrauliques des argiles. Thèse de Docteur-Ingénieur, Ecole Centrale Paris, Châtenay-Malabry, France, 308 pp.

FREDLUND, D.G. (1976). Density and Compressibility Characteristics of Air-water Mixtures. *Canadian Geotechnical Journal*, 13: 386-396.

FREDLUND, D.G. (1998). Bringing unsaturated soil mechanics in engineering practice. 2nd international conference on unsaturated soils, pp. 1-35.

FREDLUND, D.G.; RAHARDJO, H. & GAN, J. (1987). Nonlinearity of the strength envelope for unsaturated soils. 6th International Conference Expansive Soils, New Deli, v. I,, pp. 49-54.

FREDLUND, D.G. (2004). Use of soil-water characteristic curves in the implementation of unsaturated soil mechanics. De Campos T. M. & Marinho FAM (eds), *Unsaturated soils*, v. 3. Sweets and Zeitlinger, Lisse, pp. 887-902.

FREDLUND, D.G. & RAHARDJO, H. (1993). *Soil mechanics for unsaturated soils*. Wiley, New York, 544p.

FREDLUND, D.G.; XING, A. & HUANG, S. (1994). Predicting of the permeability function for unsaturated soil using the soil-water characteristic curve. *Canadian Geotechnical Journal*, 31: 533-546.

GARDNER, W.R. (1956). Calculation of Capillary Conductivity from Pressure Plate Out-flow Data. *Soil Science Society of America Proceedings*, (20): 317-320.

GARDNER, W.R. (1958). Some Steady-State of the Unsaturated Moisture Flow Equation with application to Evaporation from Water Table. *Soil Science*, 3(85): 228-232.

GERSCOVICH, D.M.S. (1994). Fluxo em Meios Porosos Saturados-Não Saturados: Modelagem Numérica com Aplicações ao Estudo da Estabilidade de Encostas na Cidade do Rio de Janeiro. Tese Doutorado, PUC-Rio, 244 pp.

GERSCOVICH, D.M.S & GUEDES, M.N. (2004) Avaliação das relações de condutividade hidráulica em solos brasileiros não saturados. V Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados, v. I, pp. 249-254

GERSCOVICH, D.M.S.; GUEDES, M.N. & TOSCANO E. (2004). Evaluation of Soil-Water Characteristic Curves for Problems of Unsaturated flow in Soils from Brazil. *Solos e Rochas*, 27(1): 57-67.

GILLIGAN, E.D. & CLEMENCE, S.P. (1984). Fabric and engineering behavior of organic saturated clays. *Bulletin of the Association of Engineering Geologists*, 21: 515-529.

GHILDYAL, B.P. & TRIPATHI, R.P. (1987). *Soil Physics*. Wiley Eastern Limited, New Delhi, India, 655 p.

GRABER, E.R. & MINGELGRIN, U. (1994). Clay swelling and regular solution theory. *Environmental Science Technology*, 28, 2360-2365.

GONÇALVES, A.D.M.A. & LIBARDI, P.L. (2013). Análise da determinação da condutividade hidráulica do solo pelo método do perfil instantâneo. *Revista Brasileira de Ciência do Solo*, 37: 1174-1184.

GREEN, R.E. & COREY, J.C. (1971). Calculation of hydraulic conductivity: a further evaluation of some predictive methods. *Soil Science Society of America Proceedings*, 35: 3-8.

HAZEN, A. (1911). Discussion of Dams on Sand Foundations by A.C. Koenig, *Transactions American Society Civil Engineering*, 73: 199.

HILLEL, D. (1971). *Soil water: Physical principles and processes*. Academic Press, New York, 288 p.

HILLEL, D. & GARDNER, W.R. (1970). Measurement of Unsaturated Conductivity and Diffusivity by Infiltration through an Impeding Layer. *Soil Science*, 109 (3):149-153.

HURTADO, A.L.B.; CICHOTA, R. & LIER, Q.J.V. (2005). Parametrização do método do perfil instantâneo para a determinação da condutividade hidráulica do solo em experimentos com evaporação. *Revista Brasileira de Ciência do Solo*, 29(2): 301-307.

HWANG, C. (2002). Determination of material functions for unsaturated flow. *Doctoral Dissertation*, University of Colorado, 204 pp.

IRMAY, S. (1954). On the hydraulic conductivity of unsaturated soils. *Transactions of the American Geophysical Union*, 35, 463-467.

KINSKY, J.; FRYDMAN, S. & ZASLAVSKY, D. (1971). The effect of different dielectric liquids on the engineering properties of clay. 4th Asian regional Conference on SM-FE, v. I, pp. 369-372.

KLUTE, A. (1972). The determination of the hydraulic conductivity and diffusivity of unsaturated soils. *Soil Science*, 113(4):264-276.

KOOL, J.B.; PARKER, J.C. & VAN GENUCHTEN, M.T.H. (1985). Determining soil hydraulic properties from one-step outflow experiments by parameter estimation; I. Theory and numerical studies. *Soil Science Society of America Journal*, 49: 1348-1354.

KUNZE, R.J. & KIRKHAM, D. (1962). Simplified Accounting for Membrane Impedance in Capillary Conductivity Determinations. *Soil Science Society of America Proceedings*, 26: 421-426.

LALIBERTE, G.E. & COREY, A.T. (1967). Hydraulic Properties of Disturbed and Undisturbed Samples. In *Permeability and Capillarity of Soils - ASTM STP 417*, American Society Testing Materials. pp 56-71.

LEONG, E.C. & RAHARDJO, H. (1997). Permeability functions for unsaturated soils. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 123: 1118-1126.

LLORET, A.M. & ALONSO, E.E. (1980). Consolidation of Unsaturated Soils including Swelling and Collapse Behaviour. *Geotechnique*, 30(4): 449-477.

LOBO, B.R.H. Uso de canal de fluxo 2D para o monitoramento e avaliação de desempenho de barreiras capilares. Tese de Doutorado. Universidade Federal da Bahia. Salvador-BA: 2022

LU, N. & LIKOS, W.J. (2004). *Unsaturated soil mechanics*. John Wiley & Sons, New York, 556p.

MACHADO, S. L. & DOURADO, K. A. (2001). Novas técnicas para obtenção da curva característica de sucção do solo. 4º Simpósio de Brasileiro de Solos Não Saturados, v.1, pp.325-336, Porto Alegre.

MARSHALL, T. J. (1958). A Relation Between Permeability and Size Distribution of Pores. *Journal Soil Science.*, 9: 1-8.

MASROURI, F.; BICALHO, K.V. & KAWAI, K. (2008). Hydraulic testing in unsaturated soils. *Geotechnical and Geological Engineering*, 26: 691-704.

MATYAS, E.L. (1966). Air and water permeability of compacted soils. *Permeability and capillary of soils*. ASTM STP, 417: 160-175.

MCCARTNEY, J.S. & PARKS, J.M. (2009). Uncertainty in Predicted Hydraulic Conductivity Functions of Unsaturated Soils. 17th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. Alexandria, Egypt, pp. 1618-1621.

MESRI, G. & OLSON, R.E. (1971). Mechanisms controlling the permeability of clays. *Clays and Clay Minerals*, 19: 151-158.

MILLER, E.E. & ELRICK, D.E. (1958). Dynamic Determination of Capillary Conductivity Extended for Non-Negligible Membrane Impedance. *Soil Science Society of America Proceedings* 22: 483-486.

MILLINGTON, R.J. & QUIRK, J.P. (1960). Transport in Porous Media. 7 International Conference Soil Science Madison, v. I, pp 97-106.

MILLINGTON, R.J. & QUIRK, J.P. (1961). Permeability of Porous Solids. *Trans. Faraday Society*, 57: 1200-1207.

MILLINGTON, R.J. & QUIRK, J.P. (1964). Formation Factor and Permeability Equations. *Nature*, 202: 143-145.

MITCHELL, J.K. & MADSEN, F.T. (1987). Chemical effects on clay hydraulic conductivity. Woods, R.D. Ž (ed.), *Geotechnical Practice for Waste Disposal 87*, Geotechnical Special Publication, (13), ASCE, New York, pp. 87-116.

MITCHELL, J.K. & YOUNGER, J.S. (1967). Abnormalities in Hydraulic Flow Through Fine-Grained Soils. *ASTM Special Technical Publication*, 417: 106-141.

MUALEM, Y. (1976). A New Model for Predicting the Hydraulic Conductivity of Unsaturated Porous Media. *Water Resources Research*, 12(3): 513-522.

MUALEM, Y. & DAGAN, G. (1978). Hydraulic conductivity of soils: unified approach to the statistical models, *Soil Science Society of America Journal*, 42: 392-395.

NUTTING, P.G. (1934). Physical Analysis of Oil Sands. *American Association. Petroleum Geologists Bulletin*. 14: 1337-1349.

OLIVEIRA, J.C.S. DE (2001). Contaminação de Sedimentos Argilosos por Combustíveis Automotivos: Problemas de Avaliação da Permeabilidade. Tese de Doutorado em Geologia, Instituto de Geociências, Universidade Federal da Bahia, Salvador, 116 p.

OLSEN, H.W.; NICHOLS, R.W. & RICE, T.L. (1985). Low gradient permeability methods in a triaxial system. *Geotechnique*, 35(2): 145-157.

REYNOLDS, W.D. & ELRICK, D.E. (1986). A method for simultaneous in situ measurement in the vadose zone of field saturated hydraulic conductivity, sorptivity and the conductivity-pressure head relationships. *Ground Water Monitoring Revenue*, 6(1): 84-95.

REYNOLDS, W.D. & ELRICK, D.E. (1985). In situ measurement of field saturated hydraulic conductivity, sorptivity and the α -parameter using the Guelph permeameter. *Soil Science*, 140 (4): 292-302.

REYNOLDS, W.D.; ELRICK, D.E. & TOPP, G.C. (1983). A reexamination of the constant head well permeameter method for measuring saturated hydraulic conductivity above the water table. *Soil Science*, 136: 250-268.

REYNOLDS, W.D. & ELRICK, D.E. (1990). Poned Infiltration froa a Single Ring: I. Analysys of a Steady Flow. *Soil Science Society of America Journal*, 54: 1233-1241.

REYNOLDS, W.D. (1986). The Guelph Permeameter Method for In Situ Measurements of Field-Saturated Hydraulic Conductivity and Matric Flux Potential. Tese de Doutorado, Universidade de Guelph, Canada, 237 pp.

RICHARDS, L.A. (1931). Capillary Conduction of Liquids Through Porous Medium. *Journal of Physics*, 1: 318-333.

RICHARDS, L.A. & WILSON, B.D. (1936). Capillary Conductivity Measurements in Peat Soils. *Journal of American Sociey Agricultural*, 28: 427-436.

RICHARDS, L.A. & MOORE, D.C. (1952). Influence of Capillary Conductivity and Depth of Wetting on Moisture Retention in Soil. *Transactions of the American Geophysical Union*, 33: 531-539.

RIJITEMA, P.E. (1959). Calculation of Capillary Conductivity from Pressure Plate Out-flow Data with Non-negligible Membrane Impedance. *Netherlands Journal of Agricultural Science*, 7: 209-215.

SAXTON, K.E.; RAWLS, J.S.; ROMBERGER, & PAPENDICK, R. I. (1986). Estimating Generalized Soil-Water Characteristics from Texture. *Soil Science Society of America Journal*, (50): 1031-1036.

SOUSA, R.P., (2012). Estudo dos fluxos de óleo diesel e água em solos não saturados. Tese de Doutorado, PGENAM/UFBA, 282 p.

SOTO, M.A.; CHANG, K.H. & VILAR, O.M. (2009). Análise do método do permeâmetro guelph na determinação da condutividade hidráulica saturada. *Aguas Subterrâneas*, 23(1): 137-152.

TAYLOR, D. (1948). *Fundamentals of soil mechanics*, John Wiley & Sons, New York, 700p.

THENG, B.K.G. (1974). *The Chemistry of Clay–Organic Reactions*. Wiley, New York, 343p.

VAN GENUCHTEN, M.TH. (1980). A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils. *Soil Science Society of America Journal*, 44: 892-989.

VANAPALLI, S.K. & LOBBEZOO, J.P. (2002). A normalized function for predicting the coefficient of permeability of unsaturated soils, De Campos T. M. & Marinho FAM (eds), *Unsaturated soils*, v. 1. Sweets and Zeitlinger, Lisse, pp. 839-844.

YOUNGS, E.G. (1964). An Infiltration Method of Measuring Hydraulic Conductivity of Unsaturated Porous Materials. *Soil Science*, 97: 307-311.

WATSON, K.K. (1966). An instantaneous profile method determining the hydraulic conductivity of unsaturated porous materials. *Water Resources Research*, 2: 709-715.

WILDENSCHILD, D.; JENSEN, K.H.; HOLLENBECK, K.J.; ILLANGASEKARE, TH.; ZNIDARCIC, D.; SONNENBORG, T. & BUTTS, M.B. (1997). A two-stage procedure for determining unsaturated hydraulic characteristics using a syringe pump and out-flow observations. *Soil Science Society of America Journal*, 61: 347-359.

ZACHMAN, D.W.; DUCHATEAU, P.C. & KLUTE, A. (1981). The Calibration of the Richards Flow Equation for a Draining Column by Parameter Identification. *Soil Science Society of America Journal*, 45: 1012-1015.

ZACHMAN, D.W.; DUCHATEAU, P.C. & KLUTE, A. (1982). Simultaneous approximations of water capacity and soil hydraulic conductivity by parameter identification. *Soil Science*, 134: 157-163.

ZNIDARCIC, D.; ILLANGASEKARE, T. & MANNA, M. (1991). Laboratory Testing and Parameter Estimation for Two-Phase Flow Problems. *ASCE Geotechnical Special Public*, 27: 1089-1099.

ZNIDARCIC, D.; HWANG, C. & BICALHO, K.V. (2004). Experimental determination of hydraulic characteristics for unsaturated soils. De Campos T. M. & Marinho FAM (eds), *Unsaturated soils*, v. 3. Sweets and Zeitlinger, Lisse, pp. 1137-1141.

Capítulo 14

INTERAÇÃO SOLO-PLANTA-ATMOSFERA E O PAPEL DOS SOLOS NÃO SATURADOS

Laura De Simone Borma
Gilson de F. N. Gitirana Jr.
Gislaine Cristina Luiz

1. INTRODUÇÃO

Os fluxos de água, energia (radiação e calor) e elementos químicos (carbono, nitrogênio, compostos orgânicos voláteis) que se processam entre a superfície terrestre e a atmosfera são de suma importância para o funcionamento do sistema terrestre, definindo padrões de clima, vegetação e solos. O estudo do contínuo solo-planta-atmosfera (*soil-plant-atmosphere-continuum*, SPAC; Phillip, 1966) refere-se a uma série de processos que se inter-relacionam com atributos físicos, químicos e biológicos do solo, da água, da planta e da atmosfera. O entendimento desses processos tem sido área de interesse em várias disciplinas: ciências do solo, hidrologia, recursos hídricos, climatologia, ecologia, engenharia florestal, agronomia, entre outras. Do ponto de vista da Ciência do Solo, Física do Solo e Agricultura, o estudo do contínuo solo-planta-atmosfera tem auxiliado, por exemplo, no entendimento da demanda hídrica por parte das plantas e no dimensionamento de projetos de irrigação (Reichardt e Timm, 2004). Nas áreas de Climatologia e nas Ciências do Sistema Terrestre, esse conhecimento tem auxiliado no entendimento das fortes relações existentes entre a superfície terrestre e o clima (Pitman, 2003). Mais recentemente, conhecimentos mais aprofundados acerca da dinâmica da água em solos não saturados – parte fundamental do contínuo solo-planta-atmosfera – têm sido demandados para estudos de problemas complexos do funcionamento do sistema terrestre, tais como as mudanças climáticas e as mudanças de uso e cobertura da terra e sua influência na resposta hidrológica (Stockler *et al.*, 2013). Na mecânica dos solos, estudos do comportamento do contínuo solo-planta-atmosfera têm sido tema de interesse para a solução de problemas relacionados à estabilidade de taludes de encostas, ao desempenho de coberturas evapotranspirativas ou barreiras capilares para depósitos de resíduos da mineração ou para a cobertura de aterros de resíduos sólidos (Wilson, 1990; Wilson *et al.*, 1994; Gitirana Jr., 2005; Sestren *et al.*, 2015).

O contínuo solo-planta-atmosfera pode ser visto como um sistema composto por 3 fases: pela interface solo-atmosfera, pela zona não saturada próxima à superfície e pela zo-

na saturada, mais profunda. A Figura 1 apresenta uma distribuição do perfil de solo em relação ao grau de saturação e nível do lençol freático. Em geral, a zona saturada é mais profunda e realiza trocas (fluxos) com a camada não saturada e com o lençol freático. A zona não saturada, mais superficial, realiza trocas com a camada saturada e com a atmosfera.

Dependendo da área de interesse, a descrição do funcionamento do contínuo solo-planta-atmosfera pode assumir diferentes formatos e ênfases. No presente capítulo, optou-se por adotar a estrutura proposta por Wilson (1990), segundo a qual o fluxo de água no contínuo solo-planta-atmosfera depende de três fatores dominantes. O primeiro deles é o suprimento ou a demanda de água impostos pela atmosfera na interface solo-atmosfera através da precipitação, infiltração de água de chuva ou evapotranspiração. O segundo fator refere-se à capacidade do solo de transmitir água, levando-se em conta as propriedades do solo e a influência do lençol freático como uma segunda fonte de suprimento de água no solo. O último fator está relacionado à influência da vegetação. O tipo e densidade da vegetação afetam a evapotranspiração por meio do consumo de água pelas raízes das plantas, por sua influência nas taxas de escoamento superficial e pela retenção de água na superfície do terreno. Como será visto nos itens a seguir, esses fatores não funcionam como variáveis independentes, mas como um sistema fortemente acoplado (ver, por exemplo, Hillel, 1998).

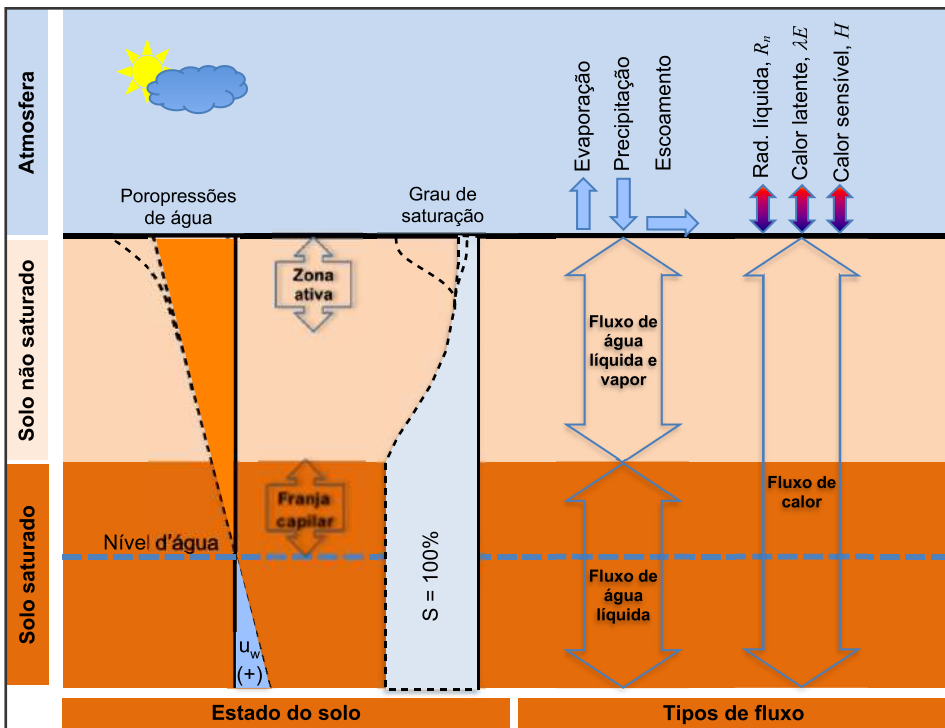


Figura 1 – Fluxos que ocorrem entre a interface solo-atmosfera e a interface zona saturada-zona não saturada

2. CICLO HIDROLÓGICO, BALANÇO HÍDRICO E BALANÇO DE ENERGIA NA SUPERFÍCIE TERRESTRE

Inicialmente apresentamos uma revisão do ciclo hidrológico, do balanço hídrico e do balanço de energia. Em seguida, apresentamos os fluxos de água e energia que se processam ao longo do contínuo solo-planta-atmosfera.

2.1 Ciclo hidrológico e balanço de água

O ciclo hidrológico compreende a troca constante de água nos seus vários estados (sólido, líquido e gasoso) entre a superfície terrestre e a atmosfera (Figura 2). A água atinge a superfície terrestre por meio da precipitação (que pode ser sob a forma de chuva, neve, orvalho, geada, etc.) e deixa a superfície terrestre por processos de vaporização da água, os quais consistem da evaporação da água líquida a partir de rios, lagos, oceanos, solos e copas das árvores e também da transpiração da água pelas plantas. A associação dos fenômenos de evaporação e transpiração dá-se o nome de evapotranspiração. A evapotranspiração é um processo hidrológico extremamente importante, pois transforma em vapor d'água uma parcela expressiva. Estima-se que cerca de 60% a 80% da chuva que incide sobre a superfície do terreno retorne sob a forma de evapotranspiração (Oki & Kanai, 2006). A água evaporada irá se condensar ou solidificar na atmosfera, dando origem à precipitação e mantendo o ciclo hidrológico em funcionamento. Além desses, fazem parte do ciclo hidrológico a alimentação de corpos hídricos superficiais (rios, lagos e oceanos) e subterrâneos (aquíferos).

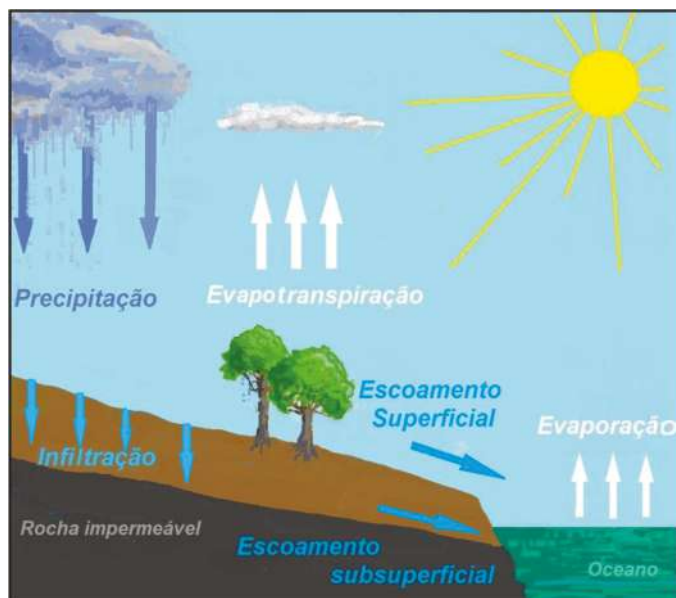


Figura 2 – Principais componentes do ciclo hidrológico (Ilustração: Rita Brugger)

A quantidade de água distribuída em cada um dos “compartimentos” do ciclo hidrológico pode ser expressa por um balanço de massa do tipo:

$$I - O = \Delta S \quad (\text{Eq. 1})$$

onde:

I = fluxos positivos (entrada de água)

O = fluxos negativos (saída de água)

ΔS = variação no armazenamento

Utilizando-se, para o balanço, os componentes apresentados na Figura 1, tem-se:

$$P - ET + Q + \Delta S \quad (\text{Eq. 2})$$

onde: P é a precipitação; ET é a evapotranspiração; Q representa a soma do escoamento superficial, subsuperficial e infiltração; e ΔS é a água armazenada no solo. Por meio da Equação 2, conhecida como equação do balanço hídrico, é possível quantificar o volume de água armazenado em cada um dos componentes do sistema terrestre. Essa equação é a base dos modelos hidrológicos e permite computar mudanças no ciclo hidrológico a partir de mudanças em cada uma das suas componentes.

2.2 Balanço de energia

Embora seja comum descrever-se o ciclo hidrológico a partir da precipitação, o motor que aciona o ciclo hidrológico é a energia do Sol, que atinge a superfície do terreno, provocando a transformação da água líquida em vapor d'água pelo processo de evapotranspiração. A mudança de estado da água é um processo que envolve troca de energia. Calor latente é consumido para passar a água do estado líquido para o gasoso (evaporação). Da mesma forma, energia é liberada para passar a água do estado gasoso para o líquido (condensação). Grande parte da energia trocada nesses processos se dá por radiação.

Analogamente ao balanço hídrico, o balanço de energia ou balanço de radiação é a relação entre a quantidade de radiação recebida pela superfície terrestre e a quantidade de radiação por ela refletida ou transmitida. A diferença entre a radiação que atinge a superfície terrestre e a radiação que retorna de volta para o espaço é chamada de radiação líquida (R_n) ou saldo de radiação. Esse saldo de energia é responsável pela manutenção da biosfera em funcionamento.

A habilidade de emitir energia radiante é uma propriedade de toda matéria, e o espectro do comprimento de onda depende da temperatura do corpo. O balanço de energia na superfície terrestre é texto base de várias publicações relacionadas ao funcionamento do sistema terrestre (ver, por exemplo, Pitman, 2003). O Sol, a uma temperatura de 6000° K, irradia energia em comprimentos de ondas menores que 4 μ m, sendo, por esse motivo, referida como radiação de ondas curtas. Porém, nem toda energia proveniente do Sol atinge a superfície terrestre. Ao atravessar a atmosfera, a radiação emitida pelo Sol interage com seus componentes (nuvens, gases, vapor d'água e uma variedade de compostos químicos de origem antrópica), sendo absorvida ou refletida por eles. A refletância de uma determinada superfície é medida por meio do seu albedo, que é uma função da superfície e do ângulo de incidência da radiação.

A quantidade de energia que atinge a superfície terrestre pode ser computada considerando-se, hipoteticamente, que o Sol emite 100 unidades (Rosen,1999). Desse montante, cerca de 30 são devolvidas para o espaço, por reflexão, sendo 6 refletidas pelos gases atmosféricos, 20 pelas nuvens e 4 pela superfície terrestre (Figura 3). Além das 30 unidades refletidas de volta para o espaço, cerca de 19 unidades também não atingem a superfície terrestre, pois são absorvidas pelos componentes atmosféricos. Finalmente, das 100 unidades de energia emitidas pelo Sol, cerca de 51 unidades atingem a superfície terrestre. Para a manutenção do ciclo energético a superfície terrestre devolve, para o espaço, parte da energia recebida do Sol. A Terra, a uma temperatura de 290K, irradia energia na faixa de comprimento de onda de 4 a 50 μ m. Essa energia é denominada radiação terrestre, radiação de ondas longas ou radiação infravermelha. Da mesma forma como ocorre com a energia de ondas curtas proveniente do Sol, a energia de ondas longas emitida pela superfície é interceptada pelos componentes atmosféricos (vapor d'água, nuvens e gases atmosféricos), sendo parte absorvida por eles e parte refletida. Das 51 unidades de energia que atingem a superfície terrestre, 21 unidades são irradiadas sob a forma de radiação infravermelha (ou radiação de ondas longas), 7 são transferidas para a atmosfera sob a forma de calor sensível e 23 são transferidas para a atmosfera sob a forma de calor latente. O calor latente pode ser entendido como a energia gasta para aquecer a superfície terrestre. O calor latente refere-se à quantidade de energia utilizada para transformar água líquida em vapor. Pelo fato de que a superfície terrestre emite energia na forma de calor (calor sensível, calor latente), essa parte do ciclo energético é, por vezes, referida como “balanço de calor”. Das 21 unidades irradiadas, 6 retornam para o espaço, mas 15 são absorvidas pelos componentes atmosféricos por meio do processo conhecido como efeito estufa, ou seja, as partículas atmosféricas são “transparentes” à energia de ondas curtas provenientes do Sol, mas absorvem em grande intensidade a energia de ondas longas proveniente da superfície terrestre. Finalmente, se forem descontadas, das 100 unidades de energia emitidas pelo Sol, as 36 unidades que foram refletidas de volta para a atmosfera, haverá, na superfície terrestre, um saldo de 64 unidades, que é a radiação líquida, ou saldo de radiação líquida (R_n).

As equações que expressam o balanço de energia e de calor na superfície terrestre são dadas, respectivamente, por:

$$R_n = S\downarrow (1 - \alpha) + L + L\uparrow = G + H + \lambda E + F \quad (\text{Eq. 3})$$

onde: R_n é a radiação líquida; $S\downarrow$ é a energia de ondas curtas incidente; α é o albedo; $L\uparrow$ é a energia de ondas longas emitida; G é o calor armazenado no solo; H é o fluxo de calor sensível para a atmosfera, por convecção; λE é o fluxo de calor latente; e F é a energia química utilizada para a fotossíntese.

De acordo com a Equação (3), a radiação líquida incidente na superfície terrestre transforma-se em calor sensível (H), calor latente (λE), calor armazenado no solo (G) e radiação fotossinteticamente ativa (F). Apesar de sua grande importância para as formas de vida do sistema terrestre, F compreende apenas uma parcela muito pequena da radiação líquida (menor que 1%, Lambers *et al.*, 1998). Considerando-se que o calor latente (λE) é a energia consumida na vaporização da água líquida, ele é proporcional à evapotranspiração (E). Diz-se, por esse motivo, que a evapotranspiração é o processo que conecta os balanços de água e de energia.

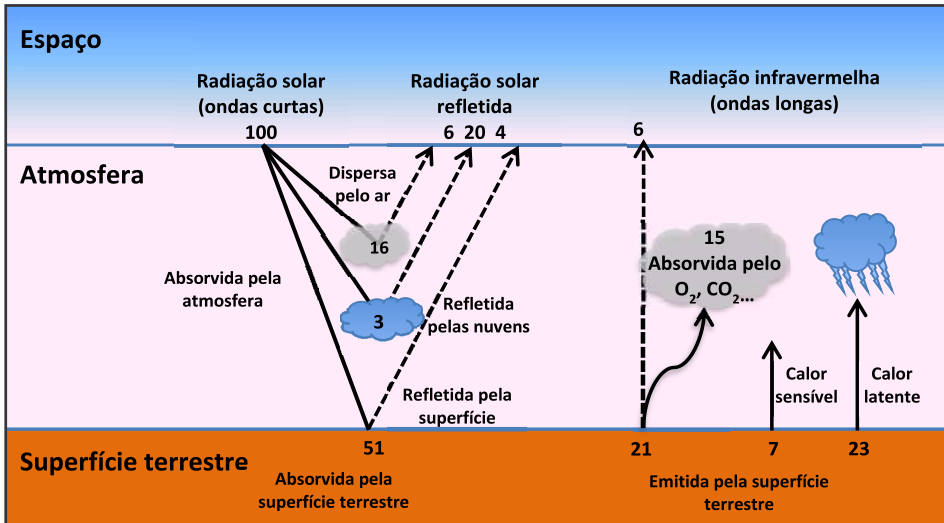


Figura 3 – Balanço de energia e calor na superfície terrestre

O particionamento entre calor sensível e calor latente, por sua vez, depende da quantidade de água na superfície terrestre disponível para evaporar (ou transpirar). Se a superfície do terreno está seca, a maior parte da energia incidente resultará em aumento de temperatura. Se, por outro lado, a superfície do terreno encontra-se úmida ou com água livre disponível, parte da energia será gasta com a vaporização da água. Assim como uma via de mão dupla, os processos da atmosfera influenciam a água no solo e a água no solo influencia os processos atmosféricos (Seneviratne *et al.*, 2010). Esse aspecto é realçado nos itens a seguir.

3. SUPRIMENTO E DEMANDA HÍDRICA IMPOSTOS PELAS CONDIÇÕES ATMOSFÉRICAS: INFILTRAÇÃO E EVAPOTRANSPIRAÇÃO

O suprimento de água para a superfície terrestre ocorre, principalmente, por meio do processo de infiltração da água de chuva. Eventualmente, outras formas de suprimento hídrico podem ser consideradas, tais como a irrigação ou o derretimento de neve. A demanda, por parte da atmosfera, pela água existente no sistema solo-planta ocorre por meio da evapotranspiração, processo que engloba a evaporação da água e a transpiração pelas plantas. A seguir, apresenta-se uma descrição desses processos com base nos conceitos de balanço de água e de energia na superfície terrestre.

3.1 Suprimento hídrico: infiltração e percolação de água no solo

A infiltração é o processo por meio do qual a água penetra no solo a partir da precipitação. A infiltração diferencia-se da percolação no sentido de que a primeira refere-se ao fluxo que ocorre na interface solo-atmosfera e a segunda, ao fluxo que ocorre no interior do solo, das camadas superficiais para as mais profundas, em decorrência de um gradiente

hidráulico. O particionamento entre a água que infiltra no solo e a água que escoar superficialmente é uma função da declividade do terreno, da sua cobertura (solo nu ou vegetação), da umidade do solo e poropressão correspondente. Admitindo-se uma superfície de solo nu com a formação de uma lâmina d'água sobre ela no momento da chuva (fornecimento constante de água para infiltração), Horton (1933) mostrou que, durante o período de precipitação constante, a taxa de infiltração decresce exponencialmente com o tempo, conforme apresentado na Figura 4(a). Isso ocorre porque à medida que a água infiltra, o solo vai tornando-se cada vez mais saturado, diminuindo o gradiente de carga hidráulica na região da frente de umedecimento. A curva de infiltração tende a uma assíntota que corresponde ao ponto no qual o solo atingiu a sua *capacidade de infiltração*. Para efeitos práticos, admite-se que a capacidade de infiltração seja igual ao coeficiente de condutividade hidráulica do solo saturado (K_s). Comportamento semelhante é observado para a evaporação, conforme pode ser visto na Figura 4(b), sendo que, nesse caso, o limite inferior depende do suprimento de água do interior do solo, podendo tender a zero para períodos muito prolongados de evaporação sem a devida oferta de água.

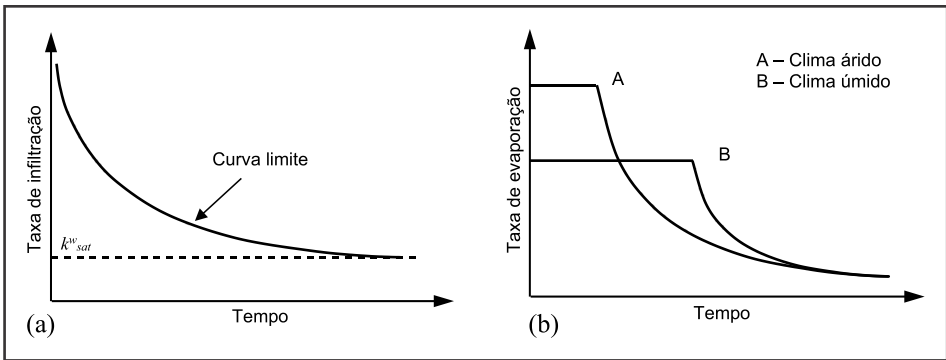


Figura 4 – Fluxos na superfície do solo ao longo do tempo: a) taxa de infiltração; e b) taxa de evaporação

Em resposta à intensidade da chuva e à capacidade de infiltração no terreno, destacam-se dois mecanismos pelos quais a água pode escoar superficialmente: **i)** quando o solo atingiu a saturação e nenhuma quantidade adicional de água é capaz de escoar por ele (mecanismo de Dunne) e **ii)** quando a intensidade de chuva é maior que a capacidade de infiltração, e a água escoar superficialmente mesmo com o solo estando na condição não saturada (mecanismo de Horton). Para efeito do estudo da interação solo-planta-atmosfera, o primeiro mecanismo é o de maior interesse, visto que ele é o responsável pela entrada de água no solo, a qual fica disponível para as plantas e para os processos evaporativos, conforme descrito a seguir.

3.2 Demanda hídrica: evaporação e evapotranspiração

A evaporação é o processo pelo qual a água líquida é convertida em vapor d'água, a temperaturas menores que a temperatura de ebulição da água, e retirada da superfície eva-

porativa. A evaporação é um processo puramente físico, que depende da área da superfície de água livre exposta às demandas atmosféricas (radiação, temperatura, vento, déficit de pressão de vapor, etc.). A água pode evaporar a partir de uma variedade de superfícies, tais como lagos, rios, solos e vegetação úmida. No entanto, três condições são necessárias para que o processo de evaporação ocorra (ver, por exemplo, Penman, 1948; Hillel, 1998, entre vários outros), quais sejam: **i**) um contínuo suprimento de energia; **ii**) gradiente de umidade entre a superfície evaporativa e a superfície adjacente a ela; **iii**) suprimento de água para e pela superfície evaporativa.

O fornecimento de energia para a ocorrência da evaporação é dado, principalmente, pela radiação solar e, em menor extensão, pelo aumento de temperatura de superfície. O gradiente de pressão da umidade relativa do ar entre a superfície evaporativa e a superfície adjacente a ela é determinado pelas pressões parciais de vapor correspondentes. Se o vapor de água no ar não é removido e uma fonte de energia mantém a energia cinética das moléculas de água líquida suficientemente grande, a evaporação irá ocorrer até que a pressão de vapor do ar adjacente atinja um valor igual à pressão de vapor da superfície evaporativa. A pressão de vapor é uma medida da concentração de vapor de água presente na atmosfera. Na natureza, o ar saturado sobre a superfície evaporativa tende a ser substituído por um ar seco pela ação do vento, mantendo o processo. Dessa forma, as variáveis meteorológicas que potencialmente interferem no processo evaporativo são radiação solar, temperatura do ar, umidade do ar, gradiente de pressão de vapor e velocidade do vento. Por vezes, essas variáveis são generalizadas sob o termo “demanda atmosférica”.

Por fim, a terceira condição necessária para que a evaporação ocorra depende, essencialmente, da superfície evaporativa. No caso de uma superfície de água livre, o suprimento de água está relacionado à depleção do corpo hídrico, principalmente, no que se refere à sua área superficial, que está diretamente submetida às demandas atmosféricas. A evaporação que ocorre a partir de uma superfície de água livre é denominada evaporação potencial, visto que se trata do maior valor que pode ocorrer para um dado conjunto de condições atmosféricas. Por outro lado, se a evaporação ocorre a partir de uma superfície de solo, o suprimento de água é controlado pelas condições de subsuperfície, tais como tipo de solo, teor de umidade e água subterrânea. Nesse caso, o processo é denominado evaporação real, ou seja, evaporação que, de fato, ocorre a partir da existência de água em quantidade suficiente para atingir as demandas atmosféricas.

3. ARMAZENAMENTO E RETENÇÃO DE ÁGUA NO SOLO: O PAPEL DA ZONA NÃO SATURADA

Do ponto de vista do sistema solo-planta-atmosfera, o solo pode ser considerado como um reservatório, no qual a água é armazenada durante o período chuvoso e liberada no período de estiagem, de acordo com as demandas atmosféricas. O solo é um material sólido e poroso, cuja parte sólida, também denominada matriz do solo, consiste, principalmente, de partículas minerais de várias formas e tamanhos e matéria orgânica. A parte porosa é constituída de poros interconectados que permitem o armazenamento e a movimentação da água, de íons dissolvidos nela (solutos) e do ar.

A habilidade do solo em armazenar e transmitir água no seu interior e, finalmente, realizar trocas com a atmosfera depende, em última instância, da porosidade – que, por

sua vez, está relacionada à textura e estrutura solo – e da quantidade de água armazenada no solo (umidade do solo).

3.1 Conteúdo de água no solo

A umidade do solo refere-se à quantidade de água armazenada na zona não saturada do solo e pode ser expressa em termos relativos ou absolutos. A umidade do solo expressa em termos relativos refere-se à quantidade de água (em massa ou volume) existente em uma dada quantidade de solo (em massa ou volume).

A umidade gravimétrica (w) expressa o conteúdo de água no solo em termos da relação entre massa de água (M_a) e massa de solo na condição seca (M_s):

$$W = \frac{M_a}{M_s} \quad (\text{Eq. 4})$$

A umidade volumétrica (θ) expressa o conteúdo de água no solo em termos da relação entre volume de água (V_a) e volume de solo (V_s):

$$\theta = \frac{V_a}{V_s} \quad (\text{Eq. 5})$$

A partir do teor de umidade volumétrico, θ , o conteúdo de água no solo pode ser expresso em termos absolutos por meio da Equação (6):

$$V = \theta \times d \quad (\text{Eq. 6})$$

onde S é o volume de água no solo, geralmente expresso em mm de água, e d é a profundidade de solo considerada (expressa em m, cm ou mm).

Outra forma de se expressar o conteúdo de água presente no solo é pelo grau de saturação (S), na Equação (7)

$$S = \frac{\theta}{n} \quad (\text{Eq. 7})$$

onde n é a porosidade do solo. Se todos os vazios do solo (porosidade do solo) estiverem preenchidos com água, o grau de saturação será 100%, ou seja, $\theta = n$.

3.2 Potencial (matricial) de água no solo

O conteúdo de água no solo também pode ser expresso em termos do potencial de água no solo (ψ) ou potencial matricial, que se refere à energia com a qual a água está retida nos poros (matriz) do solo. O potencial matricial pode ser expresso em termos de energia por unidade de massa [J kg^{-1}] ou por unidade de volume de água [J m^{-3}]. A primeira é preferível porque não requer a inclusão de cálculos de mudança no volume de água com a temperatura. A unidade J m^{-3} é a mesma que N m^{-2} , que é a unidade de energia Pascal [Pa] no Sistema Internacional (SI). Energia por unidade de volume é, portanto, uma pressão. Dessa forma, o potencial de água no solo é uma pressão negativa (sucção), tam-

bém chamada de tensão ou sucção matricial. O potencial de água no solo apresenta uma amplitude de variação de várias ordens de magnitude, desde poucos joules por quilograma, quando está próximo da saturação, a centenas de joules, quando o solo está muito seco.

O potencial matricial é um dos componentes mais importantes do sistema solo-planta-atmosfera. Ele determina a energia a ser aplicada pela planta para retirar a água retida no solo. Quanto mais seco estiver o solo, maior energia será necessária. Na ausência de plantas, o potencial matricial na interface ar-água, que ocorre, por exemplo, dentro de um tubo capilar dentro de um poro de solo, é dado pela equação de ascensão capilar:

$$\psi_m = \frac{2\gamma \cos\beta}{\rho_l r_c} \quad (\text{Eq. 8})$$

onde β é o ângulo de contato entre a água e a superfície úmida; γ é a tensão superficial da água [N m^{-1}]; ρ_l é a densidade da água [kg m^{-3}]; e r_c é o raio de curvatura do menisco (m). A Equação 8 pode ser utilizada para encontrar o diâmetro equivalente do poro em um solo que corresponde a um dado potencial matricial. O potencial em que a equação da capilaridade não é mais válida não é um valor fixo, mas depende de várias propriedades do solo, tais como estrutura e textura.

3.3 Curva característica solo-água (CCSA)

A capacidade de retenção de água no solo é expressa por meio de uma relação constitutiva entre o teor de umidade volumétrico e a sucção correspondente, conhecida como curva característica solo-água ou curva de retenção de água, dentre vários outros termos. A curva característica é, provavelmente, a propriedade do solo com maior influência na forma como ele interage com a atmosfera. A ascensão capilar, a forma como a condutividade ao fluxo de água varia com o estado do solo, a profundidade da zona ativa são todas influenciadas pela curva característica. O tema é significativamente extenso, de forma que é recomendada a leitura do Capítulo 10.

4. INFLUÊNCIA DA VEGETAÇÃO

O terceiro fator importante nos fluxos de massa e energia que ocorrem no sistema solo-planta-atmosfera é a influência da vegetação. Por meio dela, grandes quantidades de água podem ser transferidas do solo para a atmosfera, quantidades essas, em geral, muito maiores do que as que seriam transferidas em um sistema composto unicamente por solo-atmosfera. O processo pelo qual a planta capta água líquida no interior do solo transformando-a em vapor d'água é denominado transpiração. A vaporização da água ocorre no interior das plantas, e o vapor é transferido da planta para a atmosfera por meio dos estômatos (Figura 5), aberturas microscópicas localizadas na parte superior das folhas, cuja principal função é regular as trocas de água, energia e nutrientes com a atmosfera. As plantas abrem os estômatos para captar CO_2 da atmosfera e realizar fotossíntese. Nesse momento, a planta permite a passagem do vapor d'água, realizando, simultaneamente, fotossíntese e transpiração. A fotossíntese é uma das bases fundamentais da nossa existência na Terra. Além de absorver grandes quantidades de CO_2 da atmosfera, é por meio

dela que a planta produz alimentos e oxigênio na forma que necessitamos para nossa sobrevivência. Além disso, é um processo mediador da transpiração e, em última instância, da formação de chuva. Em geral, a planta utiliza uma parcela muito pequena da água que passa através dela, sendo a maior parte transferida para a atmosfera sob a forma de vapor.

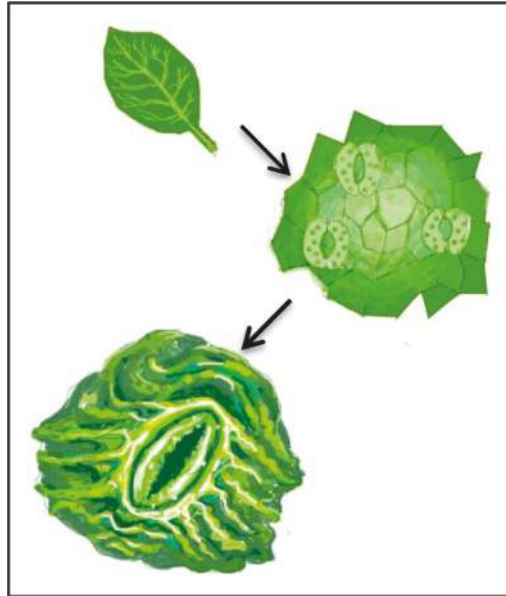


Figura 5 – Estômatos (Ilustração: Rita Brugger)

Em decorrência da elevada capacidade do sistema de raízes em absorver água do solo, a transpiração é, em geral, o principal componente da evapotranspiração (Dirmeyer *et al.*, 2006; Lawrence *et al.*, 2011). No entanto, assim como ocorre com a evaporação, a taxa de transpiração também é comandada pelas forças atmosféricas e pela disponibilidade de água no solo. Durante o dia, quando a demanda atmosférica é mais elevada, ocorre um gradiente de pressão entre o interior da planta e a atmosfera. Esse gradiente é responsável pelo fluxo da água evaporada no interior da planta, que é o próprio processo de transpiração. A água que alimenta o processo é transmitida do solo para as folhas pelo sistema de raízes. Em geral, as plantas mais jovens utilizam-se da capacidade de estender o seu sistema de raízes até as camadas mais profundas do solo em busca de água (Hillel e Talpaz, 1976; Huck e Hillel, 1983; Campbell, 1985). As plantas maduras, por sua vez, têm seu volume de raízes aproximadamente constante (Hillel, 1998) e localizado, em geral, nas camadas mais superficiais do solo, que é a região com maior concentração de nutrientes. No entanto, algumas plantas maduras desenvolvem raízes que buscam o lençol freático, captando água da franja capilar. São as chamadas plantas freatofíticas (por exemplo, Orellana *et al.*, 2012).

Desde que haja água no solo em quantidade suficiente, o processo de transpiração pode ocorrer continuamente. Porém, quando a taxa de extração de água no solo fica me-

nor que a taxa de transpiração (devido, em geral, à limitação da água no solo), a planta experimenta uma perda líquida de água e passa a desenvolver estratégias para evitar o seu murchamento, temporário ou permanente. Essas estratégias podem ocorrer de várias formas, citando-se, como exemplos, **i**) o *hydraulic lifting* (Nadezhdina *et al.*, 2010), mecanismo pelo qual as raízes mais profundas bombeiam água para as raízes mais superficiais durante a noite (Figura 6); **ii**) o fechamento dos estômatos ou, em última instância, **iii**) a perda parcial ou total das folhas. Além desses mecanismos desenvolvidos pela própria planta, alguns autores citam a importância da ascensão capilar na elevação da água do lençol freático até a zona de raízes das árvores maduras. Em vez de as raízes penetrarem vários metros ao longo do perfil de solo, é o solo que leva a água até a zona de raízes por meio da capilaridade. Quando todas as possibilidades de acessar água do solo se esgotam, a estratégia para sobrevivência passa a ser o fechamento dos estômatos. Nessa situação, a planta não perde mais água para a atmosfera, mas também não realiza fotossíntese. Ela entra, assim, em um estado de dormência. Quando a chuva retorna, a planta volta a florescer, reiniciando as trocas de água, energia e nutrientes com a atmosfera. No entanto, em secas extremas, as plantas jovens ou maduras podem morrer, entrando no que se convencionou chamar de *ponto de murcha permanente*.

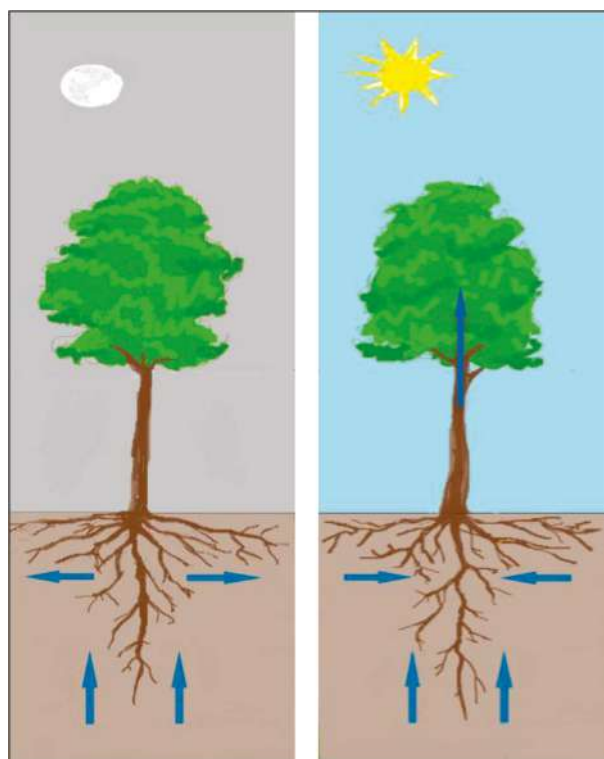


Figura 6 – Ilustração do mecanismo de *hydraulic lifting* (Ilustração: Rita Brugger, adaptado de Lee *et al.*, 2005)

4.1 Capacidade de campo e ponto de murcha permanente

Para definir os limites de umidade do solo para o qual a transpiração ocorre a uma taxa comandada pelas forçantes atmosféricas ou a uma taxa comandada pela disponibilidade de água no solo, foram criados os termos *capacidade de campo* e *ponto de murcha permanente*. A capacidade de campo refere-se ao teor de umidade no qual ocorre transição das forças atuantes no movimento da água no solo, passando das forças gravitacionais (solo na condição saturada) para as forças de sucção (solo na condição não saturada). O ponto de murcha permanente, por sua vez, refere-se ao teor de umidade no qual a planta não consegue mais absorver a água do solo, mesmo valendo-se das estratégias anteriormente descritas. Assim, convencionou-se delimitar que a água de fato disponível para as plantas realizarem transpiração e fotossíntese é dada pela diferença entre a capacidade de campo (θ_{CP}) e o ponto de murcha permanente (θ_{PMP}). Acima da capacidade de campo, a água não pode ser mantida nos poros do solo devido à ação da gravidade. Abaixo do ponto de murcha permanente, a água está tão fortemente aderida às partículas sólidas do solo que não é acessível para as plantas (Hillel, 1998). A partir desses dois conceitos, foi definido o “índice de umidade do solo” (*SMI - soil moisture index*) (Betts, 2004), dado por:

$$SMI = \frac{\theta - \theta_{PMP}}{\theta_{CP} - \theta_{PMP}} \quad (\text{Eq. 9})$$

O *SMI* varia entre 0 e 1 e é uma medida do teor de umidade que está disponível para as plantas. Nas circunstâncias em que o solo encontra-se acima da capacidade de campo (como após fortes eventos de chuva ou em áreas saturadas ao longo do curso dos rios), o valor de *SMI* é admitido como sendo 1. À medida que a umidade do solo (θ) tende ao ponto de murcha permanente, o *SMI* tende a zero. Convencionou-se, também, que a sucção necessária para extrair água do solo na capacidade de campo estaria entre 10 e 30 KPa e, no ponto de murcha permanente, seria da ordem de 1500 KPa, correspondendo a cargas de sucção de 1-3m e 150m, respectivamente. Na realidade, tanto a capacidade de campo quanto o ponto de murcha permanente dependem das propriedades do solo e das características da vegetação. Apesar de serem valores muito generalizados para a ampla gama de tipos de solo e tipos de vegetação que ocorrem na natureza, esses conceitos têm sido extensivamente utilizados na modelagem do sistema solo-planta-atmosfera para relacionar a taxa de transpiração ao teor de umidade do solo e ao potencial de água no solo (Hillel, 1998; Dingman, 2008, entre outros).

Para considerar a influência da umidade do solo na evapotranspiração, um enfoque clássico é a caracterização de dois regimes típicos: regime condicionado pela limitação da umidade do solo e regime condicionado pela limitação da energia disponível para o processo (Seneviratne *et al.*, 2010), representado, esquematicamente, na Figura 7. No regime limitado pela energia, os valores de umidade do solo estão acima de um determinado limite, definido como θ_{CRIT} , e a fração evaporativa independe do teor de umidade do solo, assumindo um valor máximo igual a ET_{max} . Abaixo de θ_{CRIT} , no entanto, a umidade do solo representa uma restrição para a evaporação, que é admitida variar linearmente de θ_{CRIT} até θ_{PMP} . Abaixo de θ_{PMP} , nenhuma evaporação ou transpiração ocorre. Observa-se, des-

sa forma, que um aspecto fundamental para o entendimento da resistência que o sistema solo-planta oferece à perda de água está relacionado ao teor de umidade do solo ou, em última instância, ao comportamento de solos não saturados.

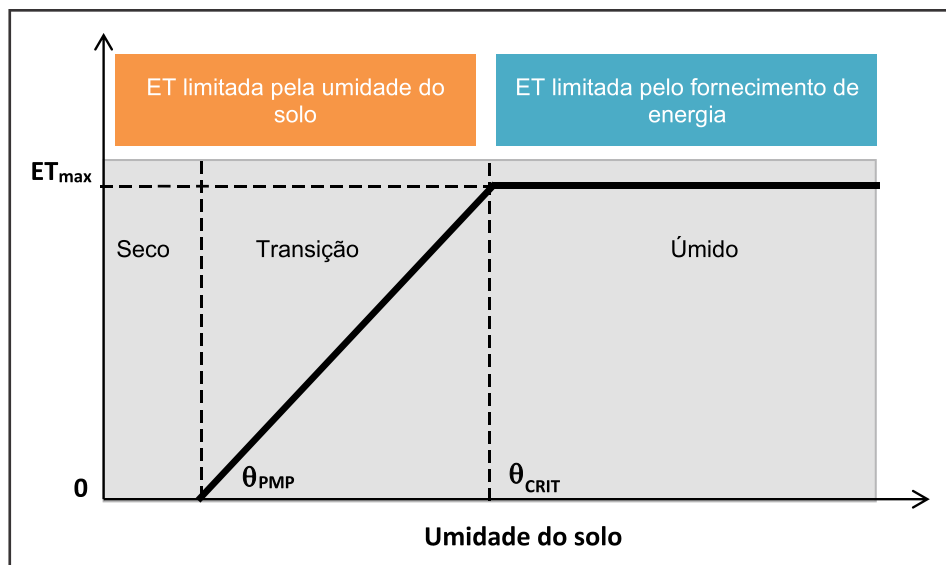


Figura 7 – Principais condicionantes da evapotranspiração (adaptado de Seneviratne *et al.*, 2010)

4.2 Analogia com a Lei de Ohm

Devido ao fato de que o fluxo que ocorre dentro da planta ou na interface solo-planta é ainda mais complexo que o fluxo de água em solo não saturado, a abordagem utilizada na modelagem desse processo tem sido a analogia com a Lei de Ohm em detrimento ao uso da Lei de Darcy. Nesses casos, ao invés de se trabalhar com o conceito de condutividade hidráulica, o fluxo de água é avaliado por meio da resistência (ou resistividade) hidráulica. A resistividade é o recíproco da condutividade e pode ser interpretada, fisicamente, como uma resistência que o sistema solo-planta oferece à transferência de água demandada pela atmosfera. Assim, a taxa de fluxo através de cada segmento do sistema é diretamente proporcional ao gradiente potencial e inversamente proporcional à resistência oferecida pelo segmento. A soma de todas as resistências que ocorrem ao longo da trajetória de fluxo irá determinar a diferença de potencial necessária para que ocorra fluxo desde a interface solo-raiz até a interface folha-atmosfera (Hillel, 1998). A Figura 8 apresenta um diagrama conceitual das resistências que se processam ao longo do sistema solo-planta-atmosfera em analogia a um circuito elétrico.

Com base no exposto, pode-se dizer que o contínuo solo-planta-atmosfera é um sistema dinâmico e fisicamente integrado por meio do qual vários fluxos se processam de

forma interdependente. O princípio universal que opera ao longo de todo o sistema é o de que o fluxo de água sempre ocorre da região de maior potencial (maior energia) para a região de menor potencial (menor energia). De acordo com Hillel (1998, pag. 549), “os vários termos utilizados para caracterizar o estado da água em diferentes partes do sistema solo-planta-atmosfera são meramente expressões alternativas do nível de energia ou potencial de água”.

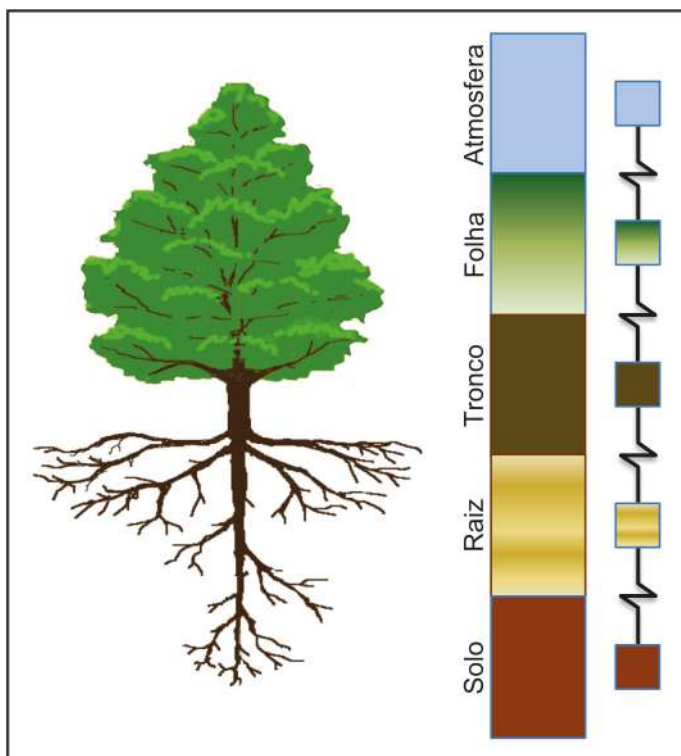


Figura 8 – Diagrama conceitual do fluxo de umidade no contínuo solo-planta-atmosfera, usando analogia com a Lei de Ohm

5. FORMULAÇÕES MATEMÁTICAS DE COMPONENTES DO CICLO HIDROLÓGICO

5.1 Infiltração

Existem várias teorias para estimativa da quantidade de água infiltrada no solo. Dois dos principais enfoques disponíveis se dão pelas equações empíricas ou por meio de equações de base física, que envolvem a teoria do fluxo de água em meios saturados/não saturados. As equações empíricas mais comuns são aquelas propostas por Kostiaikov

(1932) e Horton (1933). A equação proposta por Kostiaikov (1932) estabelece a relação entre a taxa de infiltração e o tempo usando a seguinte equação:

$$I = I_0 t^{-\alpha} \quad (\text{Eq. 10})$$

onde: I é a taxa de infiltração; I_0 é a taxa de infiltração inicial; e α é uma constante empírica determinada experimentalmente para o local de interesse.

Horton (1933) propôs uma equação empírica popular, baseada em três parâmetros:

$$I = f_c + (f_0 - f_c)e^{-\beta t} \quad (\text{Eq. 11})$$

onde: f_c é a capacidade de infiltração; f_0 é a taxa de infiltração máxima; e β é a taxa de decréscimo da taxa de infiltração.

As Equações (10) e (11) tentam reproduzir a forma e os aspectos identificados na curva de infiltração. O modelo de Green e Ampt (1911), largamente usado nos modelos hidrológicos e nos modelos de interação solo-planta-atmosfera, incorpora alguma física do processo nas equações de taxa de infiltração. Ele baseia-se na lei de Darcy e considera a infiltração em um reservatório profundo e homogêneo, com uma distribuição inicial e homogênea de umidade. Uma fonte de umedecimento bem definida é admitida, estando o solo saturado além da frente de umedecimento. O modelo de Green e Ampt baseia-se na seguinte solução analítica:

$$I = k_{\text{sat}}^w \left[1 + \frac{(n - \theta_i) S_f}{D} \right] \quad (\text{Eq. 12})$$

onde: k_{sat}^w é a permeabilidade do solo saturado ao fluxo de água; n é a porosidade; θ_i é o teor de umidade volumétrico inicial; S_f sucção do solo na frente de umedecimento; e D é a superfície infiltrada acumulada.

Além das equações apresentadas, a infiltração também pode ser computada de forma mais rigorosa por meio da modelagem do fluxo interno de água no solo associado às condições de contorno, que, nesse caso, representam as condições de drenagem e precipitação. No âmbito das formulações matemáticas para o cálculo do fluxo de água no SSPA, tanto a precipitação quanto a evaporação podem ser tratadas como condições de contorno para as equações diferenciais de fluxo de água em meio não saturado, apresentadas no item 6 do presente capítulo.

5.2 Evaporação e evapotranspiração

Em termos de medidas *in situ*, a determinação da taxa de evaporação potencial é feita, em geral, pela panela de evaporação (ou tanque Classe A). O cálculo da evaporação é feito por medidas da variação da altura de água dentro do tanque. Fatores de correção necessitam ser aplicados para minimizar os efeitos de borda, uma vez que as forças atmosféricas atuam nas laterais do tanque, influenciando as taxas de evaporação. As medidas de evaporação real, por sua vez, são feitas por meio de lisímetros, uma espécie de modelo reduzido do sistema solo-planta-atmosfera que destinam-se a quantificar as tro-

cas de água que ocorrem entre a atmosfera e o solo. Em geral, são construídos com solo local e plantas de pequeno porte. As perdas para a atmosfera são computadas a partir de variações no peso do sistema (lisímetros de peso) ou pelo método do balanço hídrico. Nesse caso, adota-se um sistema de coleta de água na base do lisímetro, o qual permite calcular, por exemplo, o desempenho de uma cobertura evapotranspirativa no que se refere à sua capacidade de reter a água de chuva ou de filtrar contaminantes. As medidas de transpiração, por sua vez, podem ser feitas diretamente em plantas por medidores de fluxos de seiva (*sap flow meters*) ou dendrômetros de alta precisão, medidores colocados nos troncos das árvores e que visam quantificar a taxa de fluxo de água no interior de uma determinada árvore ou em indivíduos de cada espécie. As medidas de evapotranspiração, por sua vez, podem ser feitas com o auxílio de sensores específicos instalados em torres micrometeorológicas, como é o caso das torres instaladas na Amazônia no âmbito do projeto LBA (*Large Biosphere-Atmosphere*) ou Experimento de Grande Escala da Amazônia (www.lba.inpa.br). Além dos equipamentos tradicionais encontrados nas estações meteorológicas, essas torres dispõem de instrumentos de medidas de fluxo de calor latente, calor sensível e CO₂. Seu uso destina-se a entender o comportamento da Floresta Amazônica no que se refere aos processos de formação de chuva e às trocas de carbono com a atmosfera. Nas medidas de fluxo de vapor d'água, não se consegue distinguir entre evaporação e transpiração e, nessas situações, justifica-se o emprego do termo evapotranspiração.

5.2 Formulações matemáticas para estimativa da evaporação e evapotranspiração

5.2.1 Estimativa da evaporação e o método de Penman (1948)

A taxa de evaporação pode ser determinada a partir de medidas *in situ*. Porém, tratam-se de medidas pontuais feitas em regiões específicas. Essas medidas, apesar de se consistirem na chamada “verdade de campo”, em geral, não atendem aos objetivos de estudo regionais, nos quais a superfície evaporativa fica submetida a diferentes condições ambientais (variações climáticas, influência do lençol freático, etc.). Ainda, as determinações *in situ* não permitem que se façam projeções de mudanças de comportamento de uma dada região em função das mudanças nas condições ambientais, como, por exemplo, no caso das mudanças climáticas ou das mudanças no uso e ocupação da terra. Assim, formulações matemáticas para a determinação da evaporação e das interações que ocorrem ao longo do sistema solo-planta-atmosfera têm recebido mais destaque pela comunidade científica do que os métodos de determinação *in situ*.

Em função do princípio segundo o qual essas formulações foram desenvolvidas, os métodos para a determinação da evaporação podem ser classificados em empíricos, semiempíricos e de base física. A maioria das formulações para a determinação da evaporação foi desenvolvida para as superfícies de água livre e tem pouca aplicabilidade para superfícies de solo úmidas. No entanto, esses métodos servem como referência para a evaporação das superfícies de solo. As principais abordagens para a estimativa da evaporação e da evapotranspiração podem ser classificadas em: (i) equações aerodinâmicas; (ii) equações do balanço de energia; e (iii) métodos combinados, envolvendo o uso de ambos

os enfoques. Wilson (1990) e Gitirana Jr. (2005) apresentam um bom sumário dos principais métodos.

Dentre as formulações para a determinação da evaporação potencial, a equação proposta por Penman (1948) é uma das mais populares. Penman (1948) combinou o método do balanço de energia (radiação disponível) com o método de transferência de massa (transporte turbulento de vapor da superfície evaporativa para a atmosfera – vento) para computar a evaporação a partir de uma superfície de água livre, um solo na condição saturada ou uma gramínea. Como resultado, a formulação requer somente dados de rotina, obtidos em uma estação meteorológica, mas incorpora a influência de muitos fatores importantes, tais como a umidade relativa do ar, a temperatura do ar, a radiação solar e a velocidade do vento, conforme observado na equação a seguir:

$$E_0 = \frac{\Delta R_n + \gamma E_a}{\Delta + \gamma} \quad (\text{Eq. 13})$$

onde Δ é a declividade da curva de pressão de saturação de vapor à temperatura média de bulbo úmido; R_n é a radiação solar líquida sobre a superfície de água livre; γ é a constante psicrométrica; $E_a = f(u)(e_s - e_a)$ é uma função empírica da velocidade do vento; e_s é a pressão de vapor na superfície evaporativa; e e_a é a pressão de vapor no ar acima da superfície evaporativa. A diferença de pressões ($e_s - e_a$) representa o déficit de umidade do ar, que é a força motriz do processo evaporativo.

Apesar de ser extensivamente utilizada nos estudos de evaporação, a Equação de Penman tende a superestimar a taxa de evaporação para baixas velocidades do vento e condições úmidas e superestima a evaporação para condições mais ventiladas e mais úmidas (Linsley *et al.*, 1958). Porém, uma das limitações mais sérias dessa formulação deve-se ao fato dela considerar apenas superfícies de água livre. A despeito das limitações, essa equação representou um avanço nos métodos de determinação da evaporação, transformando-se em um importante ponto de partida para as formulações posteriores, que consideram a limitação da água no solo e as resistências oferecidas pela vegetação ao fluxo de água, tratadas com maior detalhe nos itens a seguir. A grande aceitação do método deve-se, em parte, pelos resultados satisfatórios e, em parte, por requerer apenas dados facilmente obtidos de estações meteorológicas convencionais.

5.2.2 Estimativa da evapotranspiração e o método de Penman-Montheith (1980)

Devido ao fato de que as medidas *in situ* são altamente específicas para o local em que são realizados os experimentos e seu uso é de difícil generalização, foi desenvolvido um grande número de métodos indiretos para a determinação da evaporação e da evapotranspiração, baseados, fundamentalmente, nos dados obtidos das estações meteorológicas. No caso da evapotranspiração, a grande quantidade de métodos existentes conduziu à realização de um extenso estudo por parte do *Committee on Irrigation Water Requirements of the American Society of Civil Engineers* (ASCE) acerca do seu desempenho sob diferentes condições climáticas. Um total de 20 diferentes métodos foi avaliado por meio de lisímetros colocados em 11 regiões climáticas distintas. No mesmo período, estudos

semelhantes foram realizados pela comunidade europeia. A partir desses estudos, ficou demonstrado que a formulação de Penman-Monteith é a que apresenta melhor desempenho e consistência nos resultados tanto em climas secos quanto em climas úmidos. Em vista disso, trata-se, hoje, de um dos métodos mais amplamente utilizado nos modelos matemáticos que visam a determinação do fluxo de água na interface solo-planta-atmosfera, sejam eles modelos hidrológicos, modelos de balanço hídrico, modelos SVAT (*Soil Vegetation Atmosphere Transfer*) ou, ainda, modelos mais complexos do funcionamento do sistema terrestre, tais como os modelos climáticos ou os chamados modelos do sistema terrestre (*Earth System Models*). A boa concordância entre medidas de campo e resultados obtidos com o modelo de Penman-Monteith deve-se a dois principais motivos: **i**) ao fato de essa equação basear-se na equação proposta por Penman (1948), a qual, historicamente, vem apresentando bons resultados para o cálculo da evaporação em superfícies de água livre e solos saturados, e **ii**) ao fato de estarem incluídos fatores que consideram a resistência que o solo não saturado oferece à perda d'água.

Monteith (1980) modificou a equação de Penman de forma a considerar as resistências oferecidas pela vegetação, quais sejam, **i**) a resistência que a folha, individualmente, e o dossel, como um todo, oferecem ao fluxo de água por meio do controle estomático (denominado resistência estomatal ou resistência de superfície), **ii**) a resistência que a vegetação oferece à perda de água por meio da barreira física exercida contra o vento (resistência aerodinâmica), e **iii**) a resistência que o solo oferece à perda de água quando na condição não saturada. A formulação de Penman-Monteith é dada por

$$\lambda E_t = \frac{\Delta(R_n - G) + \rho_a c_p (e_s - e_a)}{\Delta + \gamma \left(\frac{1 + r_s}{r_a} \right)} \quad (\text{Eq. 14})$$

onde G é o fluxo de calor no solo, ρ_a é a massa específica média do ar à pressão constante, c_p é o calor específico do ar, r_s e r_a são as resistências de superfície e aerodinâmica, respectivamente. A resistência da superfície (r_s) descreve a resistência ao fluxo de vapor d'água através da abertura dos estômatos, considerando-se a área foliar total. Uma aproximação aceitável para essa resistência é dada por Dingman (2008):

$$r_s = \frac{r_1}{\text{LAI}_{ef}} \quad (\text{Eq. 15})$$

onde r_s é a resistência de superfície (sm^{-1}), r_1 é a resistência estomatal de uma folha bem iluminada (sm^{-1}). O índice de área foliar (*leaf area index* - LAI) é uma quantidade adimensional (m^2 de área foliar \times m^{-2} de superfície do solo), que expressa a área da superfície foliar por unidade de área de solo sob ela. O LAI_{ef} é o índice de área foliar que efetivamente contribui para os processos de transferência de calor e vapor, e é, geralmente, a parte superior, mais iluminada do dossel, sendo, normalmente, considerado como 0,5 LAI. A resistência estomatal, r_1 , é a resistência média de uma folha, individualmente. Essa resistência depende da radiação fotossinteticamente ativa, do déficit de pressão de vapor entre

a folha e a atmosfera e do potencial hídrico da folha (que está relacionado com a disponibilidade de água no solo). A resistência aerodinâmica pode ser dada por (Dingman, 2008):

$$r_a = \frac{\ln\left(\frac{z_m - d}{z_{om}}\right) \ln\left(\frac{z_m - d}{z_{oh}}\right)}{k^2 u_z} \quad (\text{Eq. 16})$$

onde r_a é a resistência aerodinâmica (sm^{-1}); z_m é a altura de medida da velocidade do vento (m); z_h é a altura de medida da umidade (m); d é a altura de deslocamento do plano zero (m); z_{om} é o comprimento de rugosidade, que governa a transferência de momento (m); z_{oh} é o comprimento de rugosidade, que governa a transferência de calor e vapor (m); k é a constante de von Karman (0,41); e u_z é a velocidade do vento à altura z (ms^{-1}).

Uma expressão derivada da Equação de Penman-Monteith, considerando a resistência oferecida pelo solo em função do déficit hídrico, é dada por:

$$\lambda E_{ts} = \frac{\Delta R_{ns} + \rho c_p (e_s - e_a)}{\Delta + \gamma \left(\frac{1 + r_s}{r_{as}} \right)} \quad (\text{Eq. 17})$$

sendo r_{as} a resistência aerodinâmica entre a superfície do solo e o ar contido dentro do dossel e R_{ns} a radiação líquida que chega ao solo. A resistência oferecida à evaporação pela condição de não saturação dos solos (r_{solo}) é calculada como sendo o inverso da porosidade e da constante de difusão molecular do vapor d'água (D_m).

$$r_{solo} = \frac{\tau l}{\rho_s D_m} \quad (\text{Eq. 18})$$

onde τ é o fator de tortuosidade (parâmetro adimensional relativo à resistência à difusão do vapor d'água em um meio poroso) e l é a espessura da camada de solo seco. Essa espessura não é constante e varia em função do fluxo de água no solo devido à ação das demais componentes do balanço hídrico: percolação para as camadas mais profundas, fluxo lateral superficial e subsuperficial, fluxo ascendente de água por capilaridade, etc. Nos modelos hidrológicos distribuídos (que consideram a variação espacial da topografia, os parâmetros do solo, de clima e da vegetação), a espessura l da camada de solo seco é calculada pela solução da equação de Richards. A componente evapotranspirativa entra nos cálculos do balanço hídrico para a determinação da taxa de infiltração líquida, que é a quantidade de água de chuva que incide no terreno menos a quantidade perdida por evapotranspiração.

6. MODELAGEM DO FLUXO DE ÁGUA E CALOR NO SOLO

A combinação das características de armazenamento e transmissividade, juntamente com a avaliação do balanço de massa de água no solo, permitem a avaliação dos fluxos

internos no maciço, resultantes das condições atmosféricas. Serão apresentados, a seguir, os diversos fatores intervenientes no fluxo interno do solo.

Os conceitos e as teorias relacionados com a capacidade de armazenamento e com o fluxo de água líquida foram tratados em detalhes nos Capítulos 5, 10 e 13 deste volume. Esses conceitos são fundamentais para a compreensão do sistema solo-atmosfera-planta. No entanto, muitos dos mecanismos de interação entre o solo e a atmosfera exigem a compreensão da vaporização e condensação, do fluxo de vapor no solo, do balanço de energia necessária para vários desses processos, dentre outros conceitos complementares.

As teorias para água líquida e fluxo de vapor d'água tipicamente incluem o acoplamento com a transferência de calor. Muitos modelos de fluxo de calor e umidade podem ser encontrados na literatura (Buckingham, 1907; Phillip e de Vries, 1957; Dakshanamurthy e Fredlund, 1980; Wilson, 1990, dentre vários). Uma revisão desses modelos é apresentada em Gitirana Jr. (2005), e a maior parte deles apresenta uma sequência evolutiva, na qual um pesquisador incrementa ou aperfeiçoa o modelo anterior. Assim, por ter sido um dos modelos mais recentes e representar uma evolução em relação aos modelos anteriormente desenvolvidos, apresenta-se, a seguir, um maior detalhamento dos processos de fluxo interno conforme descritos, em grande parte, por Wilson (1990).

6.1 Fluxo de água líquida

A lei que rege o fluxo da água em meio saturado foi estabelecida por Darcy (1856) a partir da observação de que o fluxo da água em meio poroso saturado é diretamente proporcional ao gradiente hidráulico ($\partial h/\partial y$) e ao coeficiente de condutividade hidráulica (K). A equação de Darcy é expressa matematicamente por:

$$v = -K \frac{\partial h}{\partial y} \quad (\text{Eq. 19})$$

onde: v é a taxa de fluxo de volume de água por unidade de área total, K é a permeabilidade, função da umidade volumétrica, $h = u_w / \gamma_w + y$ é a carga hidráulica e y é a elevação.

O gradiente hidráulico é dado pela diferença de carga hidráulica entre dois pontos. A permeabilidade do solo é uma constante que exprime o potencial do meio poroso de deixar a água fluir. Para solos saturados, essa capacidade é uma propriedade que depende, em grande parte, da estrutura e da textura do solo, sendo maior em solos porosos e bem estruturados. A equação de Darcy também representa o movimento da água no solo não saturado, mas tanto a carga hidráulica quanto a permeabilidade são uma função da umidade do solo. Buckingham (1907) teorizou uma equação para o fluxo de água em meios porosos não saturados, que ficou semelhante à Equação de Darcy, introduzindo uma relação funcional entre condutividade hidráulica e conteúdo de água no solo. Tal equação foi denominada Equação de Darcy-Buckingham.

O fato de que tanto a sucção matricial quanto a permeabilidade não saturada são altamente dependentes do teor de umidade representa um grande desafio para as determinações *in situ* dessas variáveis e para obtenção da solução matemática. A determinação

in situ esbarra na dificuldade de se conseguir captar e representar a grande variabilidade espacial e temporal dos tipos de solo e respectivas capacidade de armazenamento e retenção de água. Do ponto de vista da resolução numérica, uma série de expressões matemáticas foi desenvolvida para relacioná-las ao teor de umidade ou à sucção. As expressões mais comumente utilizadas estão apresentadas nos Capítulos 10 e 13 do presente volume. Essas são as equações normalmente implementadas nos modelos hidrológicos ou SVAT para consideração do fluxo de água líquida em meio não saturado.

6.2 Fluxo de vapor d'água

O fluxo de umidade em direção à interface solo-atmosfera sob condições úmidas ocorre, principalmente, pelo movimento de água líquida. No entanto, à medida que o solo seca, passa a ocorrer a transferência sob a forma de vapor de água. Existem dois mecanismos principais de fluxo de vapor. No primeiro, o fluxo de vapor no interior do solo ocorre a partir de um gradiente de concentração de vapor, no qual o vapor se move da zona de maior concentração para a zona de menor concentração. O coeficiente de proporcionalidade do fluxo, nesse caso, é o coeficiente de difusividade de vapor. No segundo, o fluxo de vapor se dá devido ao fluxo de ar, que transporta o vapor. Desprezando-se esse segundo mecanismo, a equação matemática que expressa o fluxo de vapor de água no interior do solo pode ser escrita utilizando-se uma forma modificada da lei de Fick (Philip & de Vries, 1957; e Dakshanamurthy & Fredlund, 1981):

$$v_y^{vd} = -\frac{(1-S)nD^v W_v}{\rho_w RT} \frac{\partial p_v}{\partial y} \quad (\text{Eq. 20})$$

onde: v_y^{vd} é a taxa de fluxo de vapor de água na direção y através de uma secção de solo unitária, devido a gradientes de concentração de vapor, m/s; D^v é a difusividade molecular de vapor através do solo; W_v é o peso molecular do vapor de água; p_v é a pressão parcial do vapor de água; R é a constante universal dos gases; e T é a temperatura.

Variações na pressão parcial de vapor, na temperatura ou no potencial total da água líquida resultam em uma variação imediata das outras duas variáveis. Tais variações dão origem ao que é conhecido com o fluxo interfases, que diz respeito ao estado de equilíbrio termodinâmico entre os estados energéticos da água na condição de vapor e líquida. Tal equilíbrio pode ser expresso pela Equação de Kelvin (Edlefsen e Anderson, 1943):

$$p_v = p_{vsat} e^{\frac{-\psi W_v}{\rho_w R(T+273,15)}} \quad (\text{Eq. 21})$$

onde: p_{vsat} é a pressão de saturação de vapor de água na temperatura e ψ é a sucção total.

Mudanças das três variáveis de estado presentes na Equação de Kelvin podem ser expressas matematicamente utilizando-se a regra da cadeia:

$$\frac{\partial p_v}{\partial y} = \frac{W_v p_v}{\rho_w R(T+273,15)} \left(\frac{\partial u_w}{\partial y} = \frac{u_w}{(T+273,15)} \frac{\partial T}{\partial y} \right) \quad (\text{Eq. 22})$$

Nesse caso, o efeito da sucção osmótica foi desprezado e a poro-pressão de ar foi considerada nula, fazendo com que $\psi = -u_w$. Substituindo-se o gradiente de pressão parcial de vapor na equação de fluxo de vapor, obtém-se a seguinte equação:

$$v_y^v = v_y^{vd} + v_y^{va} = -\frac{k^{vd}}{\gamma_w} \frac{\partial u_w}{\partial y} + \frac{k^{vd}}{\gamma_w} \frac{u_w}{(T+273,15)} \frac{\partial T}{\partial y} \quad (\text{Eq. 23})$$

onde:

$$k^{vd} = \gamma_w \frac{W_v p_v}{\rho_w R(T+273,15)} \frac{D^{v*}}{\rho_w} \quad (\text{Eq. 24})$$

6.3 Fluxo de calor

A transferência de calor no interior do solo em resposta à interação solo atmosfera se dá, predominantemente, por condução e calor latente de vaporização e condensação. O fluxo por condução pode ser expresso da seguinte maneira:

$$q_y^c = -\lambda \frac{\partial T}{\partial y} \quad (\text{Eq. 25})$$

onde: q_y^c é a taxa de fluxo de calor na direção y através de uma secção unitária de solo, devido ao fluxo por condução; e λ é a condutividade térmica do solo. De Vries (1963) apresenta um método para previsão da condutividade térmica do solo. Já o fluxo de calor por convecção pode ser obtido multiplicando-se o calor latente de vaporização/condensação, que é uma constante, pela quantidade de fluxo de vapor.

6.4 Análise do balanço de água e calor no solo

A análise do balanço de água do solo, considerando-se apenas o fluxo de água líquida, foi realizada por Richards (1931), que combinou a Equação de Darcy-Buckingham com a equação da continuidade. A Equação de Richards pode ser vista como um caso particular de uma formulação mais geral, na qual se consideram os fluxos de água líquida e vapor, além do transporte de calor:

$$\frac{\partial}{\partial y} \left[k^w \frac{\partial}{\partial y} \left(\frac{u_w}{\gamma_w} + y \right) + \frac{k^{vd}}{\gamma_w} \frac{\partial u_w}{\partial y} - \frac{k^{vd}}{\gamma_w} \frac{u_w}{(T+273,15)} \frac{\partial T}{\partial y} \right] = -\beta_2^w \frac{\partial u_w}{\partial t} \quad (\text{Eq. 26})$$

$$\frac{\partial}{\partial y} \left[\left(\lambda - L_v k^{vd} \frac{\rho_w}{\gamma_w} \frac{u_w}{(T+273,15)} \right) \frac{\partial T}{\partial y} + L_v k^{vd} \frac{\rho_w}{\gamma_w} \frac{\partial u_w}{\partial y} \right] = \zeta \frac{\partial T}{\partial y} \quad (\text{Eq. 27})$$

O efeito das tensões totais líquidas foi desprezado, como é usual. Dessa forma, o balanço de água no solo é uma função da poro-pressão de água e da temperatura.

A solução de um sistema de equações semelhante a esse foi, inicialmente, apresentada por Wilson (1990) e Wilson *et al.* (1994) (ver item 6.6). Posteriormente, foi desenvolvido um modelo de elementos finitos, que deu origem ao modelo denominado SoilCover.

6.5 Modelagem acoplada do fluxo de água líquida, calor e vapor no solo – o modelo de Wilson (1990)

Para algumas aplicações, a modelagem do fluxo de água líquida que se processa entre a camada não saturada do solo e a superfície atmosférica ou entre a camada não saturada e a camada saturada é suficiente para o propósito que se deseja. Esse é caso, por exemplo, do cálculo da evapotranspiração para efeitos de estimativas de irrigação ou para efeito de balanço hídrico em bacias hidrográficas. No entanto, algumas aplicações demandam um maior rigor no cálculo dos fluxos, visto que a umidade resultante no solo é um aspecto de suma importância. Esse é o caso, por exemplo, das coberturas de solo para fins de minimização da drenagem ácida de minas. As coberturas evapotranspirativas construídas com o princípio de funcionamento de uma barreira capilar destinam-se a limitar tanto a entrada de água para o sistema, por infiltração, quanto a sua saída, por evaporação. Além disso, sua função principal é manter um teor de umidade na barreira capilar suficientemente alto para que não ocorra o fluxo de oxigênio para o interior do sistema, evitando, assim, a ocorrência do processo de geração de acidez. Nesse caso, perdas de umidade por meio do fluxo de calor e de vapor no interior entre a superfície e a barreira capilar não são desejáveis, visto que poderiam interferir na sua eficiência.

Muitos modelos de fluxo de calor e umidade podem ser encontrados na literatura, conforme já foi citado. O modelo de Wilson (1990) foi desenvolvido, especificamente, para a aplicação em coberturas de aterros de resíduos geradores de acidez. Trata-se de um modelo acoplado para simulação dos fluxos de água, calor e vapor entre a superfície terrestre e a atmosfera, o qual se baseia na Lei de Darcy (e Equação de Richards) para o fluxo de água líquida, na Lei de Fick para o fluxo de vapor d'água e na Lei de Fourier para o fluxo de calor.

Com base na equação de Penman (1948), Wilson (1990) propôs uma formulação para a determinação da evaporação, levando em conta o forte acoplamento existente entre fluxo de água líquida, vapor d'água e calor na interface solo-atmosfera e a limitação que o teor de umidade do solo oferece ao processo evaporativo. A formulação proposta por Wilson (1990) é dada por:

$$E_0 = \frac{\Delta R_n + \gamma E_a}{\Delta + \gamma A} \quad (\text{Eq. 28})$$

Ressalta-se a grande semelhança entre essa equação e a equação original de Penman, anteriormente apresentada, com exceção do termo A no denominador, que representa o inverso da umidade relativa do solo ($1/h_r$), dada por:

$$h_r = e^{-\frac{\psi_g W_v}{RT}} \quad (\text{Eq. 29})$$

onde Ψ é o potencial de água líquida, expresso como potencial matricial equivalente (m); T é a temperatura do solo (°K); g é a aceleração da gravidade; W_v é o peso molecular da água; R é a constante universal dos gases. Para o cálculo da umidade relativa, Wilson (1990) propõe o uso da relação proposta por Edlefsen e Anderson (1943), a qual se baseia na energia livre de Gibbs:

$$P_v = P_{vs}h_r \quad (\text{Eq. 30})$$

onde P_v é a pressão parcial devida ao vapor d'água dentro dos vazios do solo não saturado (KPa) e P_{vs} é a pressão de saturação de vapor (kPa) da água do solo à temperatura T do solo. Observa-se, na Equação (30), a taxa de evaporação como uma função da umidade do solo. O potencial (h) da água no solo é calculado por um sistema acoplado de equações, semelhante ao apresentado no item 3.5.

Convém colocar que o modelo de Wilson foi desenvolvido com o intuito de computar o fluxo de água líquida, calor e vapor na interface solo-atmosfera, sem consideração da influência da vegetação. Para incluir o termo de transpiração das plantas, os modelos foram estendidos de forma a considerar um termo de sumidouro na equação diferencial parcial do fluxo, conforme proposto por Tratch (1994). Nessa formulação, a quantidade de água absorvida pelas plantas considera a distribuição triangular da assimilação de água pela planta, e um *plant limiting factor*. Um experimento de laboratório foi conduzido, usando-se uma coluna de silte com cobertura vegetal. Resultados experimentais e da simulação mostraram concordância satisfatória para os estudos, incluindo os efeitos de transpiração das plantas. Os resultados do modelo proposto por Wilson (1990) têm sido validados pela sua aplicação no cálculo evaporativo de sistemas de cobertura de solo sobre rejeitos de mineração geradores de acidez, descritos sucintamente no item 7.1 do presente capítulo.

6.6 Modelagem do sistema solo-planta-atmosfera

Modelos que simulam o funcionamento do contínuo solo-planta-atmosfera podem atuar de várias maneiras: isoladamente, sob a forma de um modelo unidimensional, em que são considerados apenas os processos de troca que ocorrem ao longo de uma vertical, abrangendo solo, planta e atmosfera ou acoplados aos modelos hidrológicos de base física, modelos de clima ou modelos do funcionamento do sistema terrestre. Como exemplo de modelos SVAT propriamente ditos, citam-se o CLM (*Common Land Model*; Lawrence *et al.*, 2011), o SWAP (*Soil, Water, Atmosphere, Plant*; Van Dam *et al.*, 2008), o SoilCover (GeoAnalysis, 2001) e uma série de outros modelos. Como exemplos de modelos hidrológicos, citam-se o VIC (*Variable Infiltration Capacity*; Liang, 1994), o SWAT (*Soil, Water, Atmosphere Transfer*; Santhi *et al.*, 2005), o DHSVM (*Distributed Hydrology Soil Vegetation Model*; Wigmosta *et al.*, 1994) e muitos outros. Como exemplos de modelos climáticos ou, mais amplamente, de funcionamento do sistema terrestre, citam-se o CSIRO-Mk3.0; ECHAMM5, MIROC3.2, HadCM3 e muitos outros cujos resultados fazem parte do IPCC-AR5 (Stockler *et al.*, 2013).

Quando parte integrante dos modelos climáticos, os esquemas SVAT's (*Soil-Vegetation-Atmosphere Transfer schemes*) são também chamados de modelos de superfície do terreno (*Land Surface Models - LSM's*). Eles destinam-se a representar os processos que ocorrem na superfície terrestre e simulam a dependência da evapotranspiração em relação à umidade do solo com vários graus de complexidade. A incorporação dos LSM's nos modelos de clima derivou do entendimento de que os processos que ocorrem na superfície terrestre (conceito que engloba vegetação, solo e corpos hídricos e as trocas que água, energia e carbono que se processam entre eles) exercem forte influência sobre o clima, sendo que o inverso também é verdadeiro. De fato, um menor valor de λE pode implicar em menor vapor d'água para a atmosfera e, conseqüentemente, em menor ocorrência de umidade atmosférica e chuva. Por outro lado, um menor valor de H tende a promover um resfriamento da camada limite planetária, com conseqüente redução da convecção (Betts *et al.*, 1996). Assim, pode-se dizer que um dos principais desafios dos LSM's é a simulação adequada do particionamento da energia líquida (R_n) em calor sensível (H) e calor latente (λE) (Pitman, 2003). Ainda, a habilidade de representar os fluxos que ocorrem entre a superfície terrestre e a atmosfera faz com que esses modelos sejam capazes de investigar temas de relevância da atualidade, tais como os efeitos de desflorestamentos de larga escala sobre o clima local (por exemplo, Nobre *et al.*, 1991) ou implicações das mudanças climáticas sobre os ecossistemas (Oyama e Nobre, 2003).

7. ÁREAS DE INTERESSE PARA APLICAÇÃO

A distinção entre evaporação, transpiração e evapotranspiração é importante para o entendimento do comportamento solo-planta-atmosfera em função da sua aplicação em diferentes áreas do conhecimento. Por exemplo, para efeito de estudos de taludes de encostas e de coberturas de aterros de resíduos, podem prevalecer as condições de evaporação do solo nu ou de uma superfície com uma vegetação de pequeno porte, tal como uma gramínea ou pequenos arbustos. Isso ocorre porque essas não são superfícies projetadas para abrigar espécies florestais de grande porte. Nesse caso, maior ênfase pode ser dada à interação solo-atmosfera sem se ater aos detalhes da influência da transpiração. Por outro lado, se o interesse é avaliar o comportamento dos solos não saturados sob o ponto de vista do entendimento do funcionamento do sistema terrestre, em geral, prevalece a condição de solo com vegetação variando de solo nu a vegetação florestal de grande porte. Nesse caso, maior ênfase deve ser dada ao papel da planta, com destaque especial para as florestas devido à sua capacidade de captar água diretamente do lençol ou da franja capilar, influenciando os processos de troca com a atmosfera e, em última instância, a própria umidade do solo.

7.1 Coberturas evapotranspirativas e barreiras capilares

O entendimento do contínuo solo-planta-atmosfera tem sido útil para vários estudos no âmbito da ciência do sistema terrestre e também no âmbito das Engenharias Civil, Hidráulica e Ambiental. Nessas últimas, destaca-se o papel do entendimento do sistema

solo-planta-atmosfera no desempenho de coberturas evapotranspirativas para aterros de resíduos de mineração potencialmente geradores de drenagem ácida. O processo conhecido como drenagem ácida de minas decorre da oxidação de sulfetos metálicos (como sulfetos de Fe, sulfetos de cobre, etc.). Trata-se de uma reação química que se processa na presença de água (ou umidade) e do oxigênio atmosférico, transformando os sulfetos em sulfatos e liberando grande quantidade de ácido, em geral, na forma de ácido sulfúrico. Tomando como exemplo o sulfeto de ferro, a reação de oxidação seria expressa por



na qual, o sulfeto de ferro (FeS_2) reage com oxigênio da atmosfera (O_2) e água (H_2O), gerando íons sulfato (SO_4^{2-}), óxidos de ferro (FeO^{2+}) e íons hidrogênio (H^+). Posteriormente, os íons hidrogênio podem reagir com os sulfatos, gerando ácido sulfúrico. O processo de geração de drenagem ácida de minas não é generalizado e ocorre somente nos locais onde há presença de sulfetos metálicos, geralmente, nas minas subterrâneas. Os grandes movimentos de terra realizados pela mineração expõem esses sulfetos à atmosfera, oxidando-os. A chuva lixivia o produto da oxidação, gerando a drenagem ácida que atravessa os resíduos, indo, em última instância, atingir corpos hídricos superficiais e subterrâneos. Esse é o caso, por exemplo, da mineração de carvão ao sul de Santa Catarina. Os elevados teores de sulfeto de Fe associados à ocorrência de carvão na região, associados à má disposição desses resíduos, conduziram à acidificação (pH entre 2 e 3) de cerca de 2/3 dos rios da região (Borma & Soares, 2002).

Para controle da drenagem ácida de minas, duas alternativas podem ser adotadas. A primeira delas é o tratamento dos efluentes ácidos por meio de estações de tratamento que neutralizam o seu pH antes de atingirem o corpo hídrico receptor. A segunda refere-se à inibição do próprio processo de geração de acidez, realizada por meio do bloqueio da entrada de oxigênio e água no sistema. Esse bloqueio é feito pelas chamadas coberturas evapotranspirativas, que recebem água da chuva, armazenam-na temporariamente e devolvem-na para a atmosfera sob a forma de vapor. No caso específico dos aterros de resíduos geradores de acidez, essas coberturas têm a finalidade adicional de minimizar a entrada de oxigênio no sistema, inibindo a reação química geradora de ácido. Para tanto, uma das condições fundamentais é que seja mantido, na cobertura, um grau de saturação superior a 85%. Nessas condições, os poros preenchidos com água bloqueiam a passagem do ar e, conseqüentemente, do oxigênio, para o interior do aterro. O estado da arte mostra que o sistema mais eficaz para a manutenção de um grau de saturação tão elevado em uma camada de solo sujeita às intempéries é por meio de uma barreira capilar. A barreira capilar constitui-se, basicamente, de uma espécie de sanduíche de uma camada de argila entre duas camadas de areia. Na condição não saturada, a permeabilidade da argila é infinitamente maior que a da areia, de forma que a água dos poros é incapaz de migrar, por capilaridade, para fora da argila. Isso favorece a manutenção de um grau de saturação elevado na camada argilosa, formando uma barreira física ao fluxo de oxigênio através do seu interior (Ubaldo *et al.*, 2006; Soares *et al.*, 2010). O dimensionamento dessa barreira capilar e o seu desempenho ao longo dos períodos de estiagem é feito por modelos do tipo SVAT, dentre os quais se citam o SoilCover e o Vadose.

7.2 Relação entre a umidade do solo, condições atmosféricas e cobertura vegetal

Luiz (2012) realizou campanhas de campo monitorando, concomitantemente, a variação do teor de umidade em perfis de solo e as condições climáticas, representadas pela temperatura e umidade relativa do ar. A Figura 9 apresenta a variação de umidade gravimétrica de um dos perfis monitorados. Esse perfil é considerado representativo da região norte do município de Goiânia-GO, sendo composto por um solo profundamente intemperizado, com elevada porosidade, quantidades expressivas de óxido de ferro e alumínio e de caulinita e gibbsita. A Figura 9 indica a variação da umidade em função dos valores de temperatura do ar, umidade relativa do ar e temperatura de superfície.

Em termos de clima, a região de Goiânia apresenta forte sazonalidade, sendo que o período chuvoso ocorre entre os meses de outubro a março, e o período seco ocorre entre os meses de abril a setembro. As temperaturas apresentam-se elevadas durante o período seco, com valores acima de 35°C, sendo comum atingirem valores em torno de 40°C. Por outro lado, o índice de umidade relativa do ar fica abaixo de 20% nos períodos mais secos e quentes, ocorrendo, ao longo do dia, picos que podem atingir a faixa de 10%. Essa condição cria uma forte demanda de umidade por parte da atmosfera, favorecendo o processo de evaporação da água do solo.

O impacto da sazonalidade climática no perfil de umidade do solo foi monitorado ao longo dos meses de janeiro, abril, julho, agosto e setembro de 2010, correspondentes ao ápice do período chuvoso (janeiro), à transição da estação chuvosa para a seca (abril), meados da estação seca (julho) e, finalmente, ao auge da estação seca (agosto/setembro). O teor de umidade correspondente ao mês de janeiro foi obtido após cinco dias sem chuvas. Para o período de agosto/setembro, o perfil foi obtido após 91 dias consecutivos sem precipitação (Figura 9). Observa-se que a variação do teor de umidade ao longo do perfil responde às demandas atmosféricas. Entre janeiro e abril, observa-se a tendência de diminuição da umidade das camadas superficiais em relação às camadas mais profundas. Porém, com o avanço do período de estiagem, as camadas mais profundas também passam a apresentar alguma depleção na umidade, ainda que levemente inferior àquela observada nas camadas superficiais. No mês de janeiro, ápice do período chuvoso para a região, o perfil é alimentado com água de precipitação, contudo, mesmo nessa época, observa-se uma camada superficial com menor umidade do que a camada mais profunda. Esse comportamento pode ter sido resultante do fato de se haver considerado o perfil de umidade após 5 dias sem ocorrência de chuva, ou seja, em todos os meses (desde janeiro, mais úmido, até agosto/setembro, mais secos), o que se observa é um perfil no qual o solo tende a ser mais seco na superfície e mais úmido nas camadas mais profundas.

Embora as camadas superficiais sejam as mais secas do perfil, a análise da variação sazonal indica perda de umidade ao longo de todo o perfil de 4 m, com o avanço da estação seca (meses de agosto/setembro). Assim, mesmo as camadas mais profundas (a 4 m de profundidade) perdem umidade com o avanço da estação seca no perfil considerado. Esse comportamento pode ser resultante do fato de estar-se trabalhando com um solo com elevada porosidade, que permite a penetração do ar atmosférico em profundidades relativamente grandes ao longo do perfil.

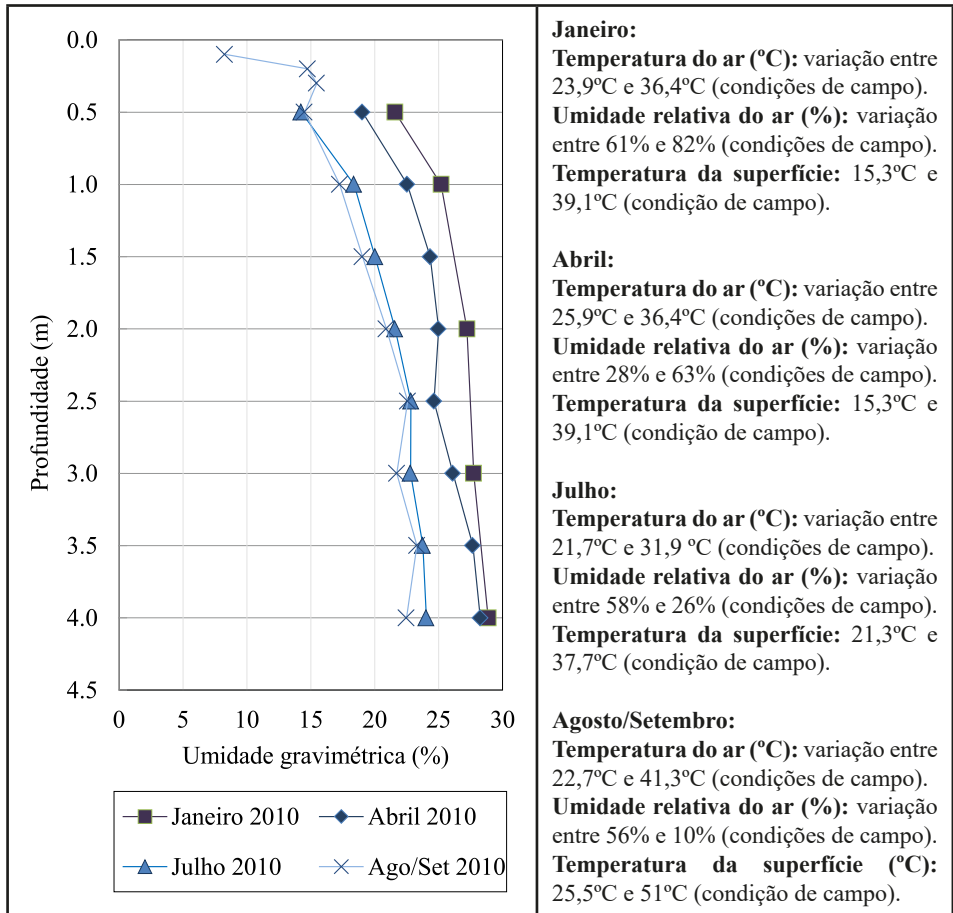


Figura 9 – Variação de umidade em perfil de solo em função das características atmosféricas e temperatura de superfície

Observa-se ainda que o perfil de umidade em julho assemelha-se ao perfil de umidade observado em agosto/setembro, indicando que, em julho, grande parte da umidade já havia se deplecionado. Esse comportamento também confirma a ocorrência de um solo poroso, com baixa capacidade de retenção de umidade. Por fim, é importante mencionar que, ao passo que menores valores de umidade da camada superficial podem ser atribuídos às demandas atmosféricas, o aumento da umidade com a profundidade pode ser reflexo de alguma proximidade com o lençol freático. É possível observar, ainda, que a influência das variações atmosféricas no comportamento da umidade do perfil é mais pronunciada até 3 m de profundidade (Luiz *et al.*, 2012).

Em relação ao aumento da temperatura de superfície com o avanço da estação seca, tal fenômeno pode ser explicado não somente pela variação sazonal da elevação do ângulo de incidência solar, mas também pela diminuição da umidade verificada na superfície.

De fato, conforme foi visto no item 2.2 do presente capítulo, quanto menor o conteúdo de água no solo, maior é a fração de energia solar que se transforma em calor sensível e, consequentemente, em aumento de temperatura.

No entanto, é importante mencionar que mudanças na cobertura natural do solo, sejam para a ampliação das áreas destinadas às atividades agropecuárias, sejam para incorporar estruturas urbanas, modificam o balanço de energia entre a superfície e a atmosfera. Para a mesma região do estudo anterior, a Figura 10 apresenta um exemplo de como o tipo de cobertura pode afetar o perfil de umidade do solo. Luiz (2012) observa que as superfícies recobertas por vegetação natural, no ápice do período seco, apresentam temperaturas de superfície entre 15°C e 24°C, enquanto as superfícies recobertas por pastagem e solo exposto atingiram temperaturas entre 35°C e 51°C. De fato, as superfícies com pastagem apresentam elevado albedo e baixa inércia, justificando as elevadas temperaturas (ver, por exemplo, Imamura-Bornstein, 1991).

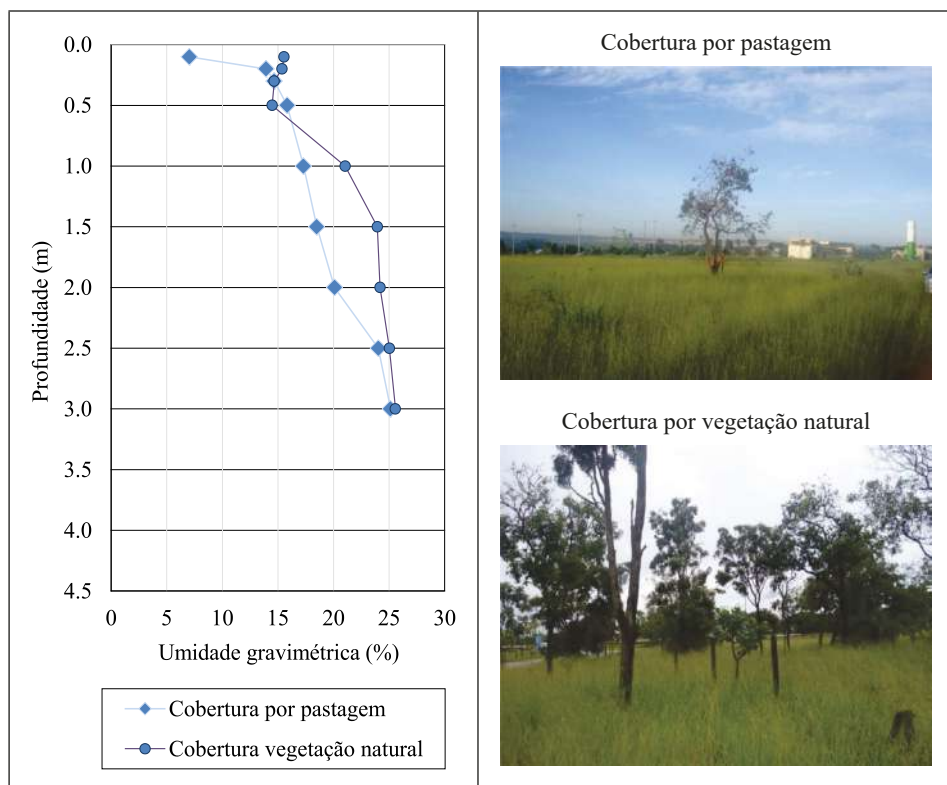


Figura 10 – Variação do perfil de umidade do solo em função do tipo de cobertura

Ainda, como consequência do aumento da temperatura (e de fatores tais como maior sombreamento, menor velocidade do vento, etc.), o perfil de umidade do solo é também significativamente afetado pela mudança na cobertura vegetal. Os perfis de umidade do

solo apresentados na Fig. 10 representam a variação de umidade de um perfil de um mesmo tipo de solo coberto com **i)** vegetação natural do tipo Cerrado *sensu strictu* e **ii)** pastagens. Observa-se que a variação de umidade ao longo do perfil inserido em área de vegetação natural apresenta-se mais homogêneo, sem grandes perdas nas camadas superficiais. O mesmo não ocorre com o perfil representativo de uma área coberta por pastagens. O estudo alerta ainda para o fato de que a ocorrência de baixos valores de umidade nas camadas superficiais (até 0,5 m) pode implicar em áreas de selamento, dificultando a infiltração da água de chuva. O selamento da superfície do solo influencia diretamente no processo de infiltração, principalmente quando se consideram as características das chuvas das regiões tropicais, rápidas e intensas. O selamento pode ocorrer tanto pelo pisoteio do animal, no caso de áreas de pastagens, mas também pelos sucessivos processos de umedecimento e secagem do solo (sazonalidade do clima), ocasionando um adensamento da superfície do solo por processos de contração.

7.2.1 Aspectos geomorfológicos na variação da umidade do perfil

Além da influência da atmosfera e da cobertura vegetal, cabe mencionar que os aspectos geomorfológicos também afetam o comportamento dos solos não saturados e são responsáveis por variações no seu padrão de umidade. Os aspectos geomorfológicos podem ser analisados tanto por meio de variações na altitude (amplitude) como por meio da geomorfologia da superfície. Dentre as várias e possíveis formas de se caracterizar a geomorfologia, destaca-se o importante papel da declividade, da curvatura do terreno, do comprimento de fluxo e da exposição do relevo em relação ao recebimento de energia solar, no comportamento hidromecânico de solos tropicais (Luiz, 2012).

A altitude pode implicar impacto indireto e direto no escoamento superficial, infiltração e umidade do solo. O impacto indireto está relacionado à influência da altitude sobre o clima. Regiões mais elevadas do relevo tendem a ser regiões de menor temperatura (Böhner e Antonic, 2009), porém, de maior pluviosidade, em decorrência do favorecimento das chuvas orográficas (Dingman, 2008). O impacto direto, por sua vez, está relacionado à influência da declividade no processo de escoamento superficial (favorecimento do escoamento superficial em detrimento ao processo de infiltração) e também à oferta de energia solar e de outras condicionantes atmosféricas (como o vento) para o processo de evaporação e evapotranspiração. A forma como a encosta está direcionada em relação à radiação solar atua como fator controlador das condições de temperatura e umidade na interface superfície-atmosfera, pois o balanço de energia ocorre de maneira diferenciada conforme maior ou menor exposição do terreno à radiação. De fato, um aumento na declividade do terreno implica maior incidência de raios solares perpendiculares à superfície. Uma menor área da superfície sendo atingida resulta em maior concentração de energia por unidade de área. Sendo maior o aquecimento, há o favorecimento das perdas de umidade pelo processo de evaporação. Há que se considerar, também, o aumento da incidência de ventos nas encostas, outro fator que favorece o aumento da evaporação.

No movimento de translação da Terra em relação ao Sol, as superfícies apresentam posições diferenciadas à exposição à energia solar. No Hemisfério Sul, as encostas expostas para os quadrantes norte, noroeste, nordeste, oeste e leste recebem mais energia

calorífico-luminosa no decorrer do ano do que aquelas voltadas às demais direções (Mendonça, 1994). Consequentemente, as temperaturas mais elevadas são observadas nessas superfícies de maior exposição. Esse efeito é tanto mais pronunciado quanto maior for a declividade, sendo também verificado em maiores latitudes, ou seja, para as áreas mais afastadas do Equador (Geiger, 1990).

Em relação à curvatura da encosta (vertente), uma superfície côncava favorece a concentração e a convergência dos fluxos de água, tanto em superfície quanto em sub-superfície, favorecendo a saturação do solo. Encostas convexas tendem a propiciar a divergência dos fluxos e encostas retilíneas favorecem a ocorrência de fluxos descendentes rápidos. Considerando que esses fatores atuam em conjunto aos aspectos do relevo acima mencionados, Luiz (2012), ao analisar a variação de umidade em diferentes pontos na cidade de Goiânia, concluiu que as encostas voltadas para o quadrante norte, quando associadas à cobertura do solo por pastagens, foram as regiões de maior perda de umidade entre o período de janeiro e agosto/setembro de 2010, principalmente nas camadas de até 3 m de profundidade.

7.3 Resposta das florestas às mudanças climáticas e mudanças no uso e cobertura da terra

Um aspecto interessante que resulta do entendimento do balanço de energia na superfície terrestre refere-se à questão das mudanças climáticas. Entende-se por mudança climática o aquecimento da superfície terrestre decorrente do acúmulo de CO₂ e outros gases de efeito estufa na atmosfera, os quais permitem a passagem da radiação solar, mas bloqueiam a passagem da energia devolvida pela superfície sob a forma de calor. Esse é o calor sensível do qual estamos falando. Se a superfície encontra-se seca, com limitada quantidade de água para evaporação, a maior parte da radiação solar é transformada em calor sensível. Se, aliado a isso, a atmosfera terrestre encontra-se enriquecida com gases de efeito estufa, o calor gerado fica aprisionado, gerando o aquecimento global. Um aumento na temperatura atmosférica, por sua vez, tem o potencial de aumentar os processos evapotranspirativos, resultando em mais umidade atmosférica e, potencialmente, mais chuva. É por esse motivo que se diz que as mudanças climáticas tendem a acelerar o ciclo hidrológico (Borma, 2012). No entanto, devido à grande heterogeneidade da superfície terrestre, as chuvas não ocorrem de forma distribuída pelo planeta, resultando na ocorrência de eventos extremos, tanto de cheia quanto de seca.

Na Ciência do Sistema Terrestre pode-se citar, por exemplo, o papel do sistema solo-planta-atmosfera na resposta da floresta aos extremos de seca. Os modelos climáticos utilizados pelo IPCC (Stockler *et al.*, 2013) projetam um clima mais seco e quente para a Amazônia em decorrência das mudanças climáticas. Essa mudança não seria gradual, mas se daria sob a forma de um aumento nos extremos de seca (Borma e Nobre, 2013). Cabe colocar que, apesar dos elevados índices pluviométricos, a maior parte da região amazônica apresenta períodos de chuva e de estiagem bem definidos. Uma das perguntas recorrentes frente às tendências climáticas previstas para a Amazônia é como a floresta úmida responderia a esses extremos (Nobre e Borma, 2009; Borma *et al.*, 2013). Um dos primeiros trabalhos realizados nesse sentido, baseado em dados de satélite, sugeriu que a

Floresta Amazônica teria respondido à seca de 2005 com um aumento na fotossíntese, representado, nas imagens, por um *greeness* da vegetação (Saleska *et al.*, 2007). Apesar de ter sido questionada por vários autores, a hipótese de esverdeamento da floresta durante a seca foi embasada em trabalhos anteriores, dentre os quais se citam Shuttleworth (1988), que mostraram que algumas localidades na Amazônia exibem tendência de aumento na evapotranspiração no período seco em relação ao período chuvoso. No presente capítulo, já foi apresentada a relação entre evapotranspiração e fotossíntese. Esse aumento teria sido atribuído a dois fatores principais: aumento na demanda atmosférica, em particular, na radiação líquida devido à menor ocorrência de nuvens no período seco e água no solo em quantidade suficiente para atender a essa demanda. Nesse último caso, tem-se salientado o papel das raízes no acesso à água no solo. De fato, alguns trabalhos citam a ocorrência de raízes mais profundas em espécies da Floresta Amazônica, capazes de acessar água do lençol freático no período seco. Por outro lado, no período chuvoso, diminui a demanda atmosférica devido à forte ocorrência de nuvens, resultando em um decréscimo na evapotranspiração em comparação ao período seco. No entanto, a Floresta Amazônica abrange uma área de cerca de 6 milhões de km², com diferentes tipos de clima, solo, planta e profundidade do lençol freático. Entender a variabilidade espacial e temporal da floresta aos extremos climáticos é ainda um desafio que exige entendimento do sistema como um todo, envolvendo várias áreas do conhecimento científico, dentre elas, o comportamento dos solos não saturados.

Enquanto as mudanças climáticas são consideradas uma ameaça de ordem global para a Amazônia, o desmatamento é considerado uma ameaça de ordem local. De fato, alguns trabalhos têm mostrado que o desmatamento em grande escala da Amazônia poderia conduzir a uma mudança regional no clima, conduzindo a um aumento na temperatura e diminuição na precipitação. Essa hipótese baseia-se no fato de que, com a exclusão da floresta, menor quantidade de vapor seria transferida para a atmosfera, resultando, conseqüentemente, em menor volume de chuva. Apesar da forte influência da evaporação do Oceano Atlântico na umidade atmosférica da Amazônia, desde a década de 1970 se reconhece o importante papel que ela exerce na reciclagem de água na região. Segundo Salati *et al.* (1979) cerca de 30-50% da chuva que incide localmente seria proveniente da água evapotranspirada pela própria floresta. Fica fácil supor, dessa forma, que um desmatamento em grande escala poderia influenciar na quantidade de chuva da região. Além disso, com a diminuição da Floresta Amazônica, haveria uma alteração no particionamento da energia radiante entre calor sensível e calor latente, com uma tendência de aumento no fluxo de calor sensível em decorrência da diminuição do fluxo de calor latente. Em outras palavras, além da diminuição da chuva, o desmatamento promoveria um concomitante aumento na temperatura local (Nobre *et al.*, 1991).

8. CONCLUSÕES

O entendimento da interação entre a atmosfera, a vegetação e o solo provavelmente consistem em um dos problemas mais complexos relacionados com solos não saturados. O sistema planta-solo-atmosfera envolve numerosos fenômenos físicos, de domínio de diferentes campos da ciência. A multidisciplinaridade do tema tem como principais con-

tribuintes a Ciência do Solo, a Mecânica dos Solos e a Meteorologia. Por se tratar de fenômenos que ocorrem próximos à superfície do terreno, os solos envolvidos nos processos aqui descritos encontram-se, na maioria das vezes, na condição não saturada. Desta forma, é correto afirmar que o tema depende do entendimento do comportamento do solo não saturado.

Dentre os mecanismos de fluxo envolvidos, destacam-se a demanda externa por água e energia e o regime de fluxo interno no solo, de água e calor. Nesses sistemas, fluxos geralmente desprezados, como o fluxo de vapor de água, passam a ser fundamentais para o entendimento dos fenômenos.

A análise de diversos problemas Geotécnicos envolvendo solos não saturados requer o entendimento da interação do solo de superfície com a atmosfera e a vegetação. Um dos problemas mais comuns da atualidade diz respeito ao comportamento de sistemas de cobertura para a disposição de resíduos. O desempenho desses sistemas está intimamente ligado à maneira como o solo troca umidade com a atmosfera e como a vegetação interfere nessa dinâmica. Ainda, no âmbito dos estudos do funcionamento do sistema terrestre, o entendimento do comportamento do solo não saturado e seu papel na disponibilização de água para as trocas com a atmosfera também é de fundamental importância.

Foram apresentadas, neste capítulo, algumas das principais formulações teóricas para a modelagem da interação solo-vegetação-atmosfera. Apesar da existência de teorias consolidadas, a sua aplicação permanece desafiadora. O acúmulo de experiências de campo, com a criteriosa aplicação prática dessas teorias, acompanhada de monitoramento do desempenho do comportamento dos solos não saturados, permitirá a evolução e a disseminação dos modelos mais realistas.

REFERÊNCIAS

ARORA, V. (2002). Modeling vegetation as a dynamic component in soil – vegetation – atmosphere transfer schemes and hydrological models. *Reviews of Geophysics*, 40(2).

BETTS, A.K.; BALL J.H.; BELJAARS A.C.M.; MILLER, M.J. & VITERBO, P.A. (1996). The land surface–atmosphere interaction: a review based on observational and global modeling perspectives. *Journal of Geophysical Research*, 101: 7209-7225.

BETTS, A.K. (2004). Understanding hydrometeorology using global models. *Bulletin of American Meteorological Society*, 85(11), 1673-1688.

BÖHNER, J. & ANTONIC, O. (2009). Land-surface parameter specific to Topo-Climatology. HENGL, T.; REUTER, H.I. (eds). *Geomorphology: Concepts, Software, Applications*. 1 ed. Elsevier, Amsterdam. v. 33, p. 171-194.

BORMA, L.S. & SOARES, P. S. M. (2002). Drenagem Ácida e Gestão de Resíduos Sólidos de Mineração. TRINDADE, R.B.E. & BARBOSA FILHO, O. (org.). *Extração de ouro: princípios, tecnologia e meio ambiente*. 1. ed. CETEM/MCT. Rio de Janeiro p. 253-276.

BORMA, L.S. (2013). Mudanças climáticas e o ciclo hidrológico no Brasil. BRUM, A.L.; BILIBIO, C.; SELBACH, J.F & HENSL, O. (orgs.). Sustentabilidade do uso da água nos trópicos e sub-trópicos. 1. ed. Unijuí, Ijuí, v. 1, p. 63-102.

BORMA, L.S. & NOBRE, C.A. (2013). Secas na Amazônia: Causas e Consequências. 1. ed. Oficina de Textos, São Paulo, v. 1, 398 p.

BORMA, L.S.; NOBRE, C.A. & CARDOSO, M.F. (2013). Response of the Amazon Tropical Forests to Deforestation, Climate, and Extremes, and the Occurrence of Drought and Fire. PIELKE, R.A. (org.). Climate Vulnerability: Understanding and Addressing Threats to Essential Resources. 1. ed.: Science Direct, Elsevier, London. 2, p. 153-163.

BUCKINGHAM, E. (1907). Studies of the movement of soil moisture. U.S. Departmente of Agriculture. Bureau of Soils. Bulletin Number 38, 60p.

CAMPBELL, G.S. (1985). Soil Physics with Basic: Transport Models for Soil-Plant Systems. Elsevier, Amsterdam, 148 p.

DAKSHANAMURTHY, V. & FREDLUND, D.G. (1981). A mathematical model for predicting moisture flow in an unsaturated soil under hydraulics and temperature gradients. Water Resources Research, 17(3): 714-722.

DEARDORFF, J.W. (1978). Efficient prediction of ground surface temperature and moisture with inclusion of a layer of vegetation. Journal of Geophysical Research, 83: 1889-1903.

DE VRIES, D.A. (1963). Thermal properties of soils. Physics of Plant Environment, In: W.R. Van Wijk, (ed). Physics of plant environment. Amsterdam: North Holland Publishing Company, 382 p.

DICKINSON R.E.; HENDERSON-SELLERS, A.; KENNEDY, P.J. & WILSON, M.F. (1986). Biosphere-Atmosphere Transfer Scheme (BATS) for the NCAR Community Climate Model. NCAR Technical Note TN-275 + STR. 69 pp.

DINGMAN, S.L. (2008). Physical Hydrology. Prentice Hall, New Jersey, 646 p.

DIRMEYER, P.A.; KOSTER, R.D. & GUO, Z. (2006). Do global models properly represent the feedback between land and atmosphere? Journal of Hydrometeorologie. 7, 1177-1198.

EDLEFSEN, N.E. & ANDERSON, A.B.C. (1943). Thermodynamics of soil moisture. Hilgardia, 15(2): 31-298.

FIELD, C.B.; JACKSON, R.B. & MOONEY, H.A. (1995). Stomatal responses to increased CO₂: implications from the plant to the global scale. Plant, Cell and Environment. 18, 1214-1225.

GASH, J.H.C, NOBRE, C.A.; ROBERTS, J.M., VICTORIA, R.L. (eds). 1996. Amazonian Deforestation and Climate. Wiley: Chichester. 611 p.

GEIGER, R. (1990). Manual de Microclimatologia: o clima da camada de ar junto ao solo. 2. ed. Fundação Calouste Gilbenkian, Lisboa, 556 p.

GITIRANA JR., G.F.N. (2005). Weather-related geo-hazard assessment model for railway embankment stability. Doctoral Thesis. Department of Civil and Geological Engineering, University of Saskatchewan, Saskatchewan, 411 p.

GREEN, W.H. & AMPT, G.A. (1911). Studies on soil physics. Part 1. The flow of air and water through soils. Journal of Agricultural Science, 4(1): 1-24.

HILLEL, D. (1982). Introduction to Soil Physics. Vol. 364. Academic Press: New York.

HILLEL, D. (1998). Environmental Soil Physics: Fundamentals, Applications, and Environmental Considerations. Academic Press, New York, 771 p.

HILLEL, D. & TALPAZ, H. (1976). Simulation of root growth and its effect on the pattern of soil water uptake by a nonuniform root system. Soil Science, 121: 307-312.

HORTON, R. E. (1933). The role of infiltration in the hydrologic cycle. Transactions, American Geophysical Union, 14: 446-460.

HUCK, M.G. & HILLEL, D. (1983). A model of root growth and water uptake accounting for photosynthesis, respiration, transpiration, and soil hydraulics. In: Hillel, D. ed., "Advances in Irrigation", Vol. 2. Academic Press, New York.

IMAMURA-BORNSTEIN, I.R. (1991). Observation studies of urban heat island characteristics in different climate zones. University of Tsukuba. Doctoral Thesis, Institute of Geoscience of University of Tsukuba, Japan, 156 p.

JARVIS, P. (1976). The interpretation of the variations in leaf water potential and stomatal conductance found in canopies in the field. Philosophical Transactions of the Royal Society B 273: 593-610.

KOSTIAKOV, A.N. (1932). On the dynamics of the coefficient of water percolation in soils and the necessity of studying it from dynamic point of view for purposes of amelioration. 6th Comm. Int. Soc. Soil Sci. Russian, Pt. A15-21.

LAMBERS, H.; STUART CHAPLIN, F. & PONS, T.L. (1998). Plant Physiological Ecology, Springer-Verlag. 533p.

LAWRENCE, D.M.; OLESON, K.W. & FLANNER, M.G.; THORTON, P.E.; SWENSON, S.C.; LAWRENCE, P.J.; ZENG, X.; YANG, Z.; LEVIS, S.; SAKAGUSHI, K.;

BONAN, G. & SLATER, A.G. (2011). Parameterization improvements and functional and structural advances in version 4 of the Community Land Model. *Journal of Advances in Modeling Earth Systems*, Vol. 3, Art M03001. 27pp.

LEE, J.E., OLIVEIRA, R.S., DAWSON, T.E. & FUNG, I. (2005). Root functioning modifies seasonal climate. *Proceedings of the National Academy of Sciences of the United States of America*, 102(49), 17576-17581.

LIANG, X. (1994). A Two-Layer Variable Infiltration Capacity Land Surface Representation for General Circulation Models, *Water Resources Series*, TR140, 208 pp., University of Washington, Seattle.

LINSLEY, J.R.; R.K.; KOHLER, M.A. & PAULHUS, J.L.H. (1958). *Hydrology for Engineers*. McGraw-Hill, New York, 340 p.

LUIZ, G.C. (2012). Influência da relação solo-atmosfera no comportamento hidromecânico de solos tropicais não saturados: estudo de caso – município de Goiânia-GO. Tese de Doutorado, Publicação G.TD-001/2012, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, 271 p.

LUIZ, G.C; MARTINS, L.F.R. & CAMAPUM, J.C. (2012). A influência do clima na infiltração do solo. CAMAPUM, J.C.; GITIRANA JR., G.F.N.; Leão Carvalho, E.T. (orgs.). *Tópicos sobre infiltração: teoria e prática aplicadas a solos tropicais.*, Faculdade de Tecnologia, Brasília, p. 50-73.

MANABE, S. (1969). Climate and ocean circulation. Part I: the atmospheric circulation and the hydrology of the earth's surface. *Monthly Weather Review*, 97, 739-774.

MONTEITH, J.L. (1980). The development and extension of Penman's evaporation formula. In: Hillel, D., "Applications of Soil Physics". Academic Press, New York.

NADEZHDINA, N.; DAVID, T.S., DAVID, J.S., FERREIRA, M.I.; DOHNAL, M., TESSAR, M.; GARTNER, K.; LEITGEB, E.; NADEZHDIN, V.; CERMARK, J., JIMENEZ, M.S. & MORALES, D. (2010). Trees never rest: The multiple facets of hydraulic redistribution. *Ecohydrology*, 3(4): 431-444.

NOBRE, C.A. & BORMA, L.S. Tipping points for the Amazon forest. *Current Opinion in Environmental Sustainability*, 1: 28-36..

NOBRE, C.A.; SELLERS, P.J. & SHUKLA, J. (1991). Amazonian Deforestation and Global Climate Change. *Journal of Climate*, 4: 957-988.

OKI, T. & KANAE, S. (2006). Global hydrological cycles and world water resources. *Science*, 313: 1068-1072.

ORELLANA, F.; VERMA, P; LOHEIDE II, S.P. & DALY, E. (2012). Monitoring and modeling water-vegetation interactions in groundwater-dependent ecosystems, *Reviews of Geophysics*, v. 50. 24p.

OYAMA, M.D. & NOBRE, C.A. (2003). A new climate-vegetation equilibrium state for Tropical South America. *Geophysical Research Letters*, V. 30, nr. 23, 2199.

PENMAN, H.L. (1948). Natural evaporation from open water, bare soil and grass. *Proceedings of the Royal Society. London Series A*, 193(1032): 120-145.

PHILLIP, J.R. (1957). Evaporation, and moisture and heat fields in the soil. *Journal of Meteorology* 14: 354-366.

PHILLIP, J.R. (1966). Plant water relations: Some physical aspects. *Annual Review of Plant Physiology*. 17: 245-268.

PHILIP, J.R. & DE VRIES, D.A. (1957). Moisture movement in porous materials under temperature gradients. *Transactions, American Geophysical Union*, 38(2): 222-232.

PITMAN, A.J. (2003). The evolution of, and revolution in, land surface schemes designed for climate models. *International Journal of Climatology*, 23, 479-510.

REICHARD, K. & TIMM, L.C. (2004). Solo, planta e atmosfera: conceitos, processos e aplicações. Barueri, Manole, 478 p.

RICHARDS, L.A. (1931). Capillary conduction of liquids through porous mediums. *Physics*, 1: 318-333.

ROSEN, R.D. (1999). The global energy cycle. *Global Energy and Water Cycles*, BROWNING, K.A. & GURNEY, R.J. (eds.). Cambridge: Cambridge University Press., pp. 1-9.

SALATI, E.; VICTORIA, R.L.; MARTINELLI, L.A. & RICHEY, J.E. (1979). Forests: Their role in global change, with special reference to the Brazilian Amazon. *Climate Change: Science, Impacts and Policy Second World Climate Conference*, pp. 391-395.

SALESKA, S.R.; DIDAN, K.; HUETE, A.R. & DA ROCHA, H.R. (2007). Amazon forests green-up during 2005 drought. *Science*, 318.5850:612-612.

SANTHI, C.; SRINIVASAN, R.; ARNOLD, J.G.; WILLIAMS, J.R. (2005). A modeling approach to evaluate the impacts of water quality management plans implemented in a watershed in Texas. *Environmental Modelling & Software*, 21(2006): 1141-1157.

SELLERS, P.J.; MINTZ, Y.; SUD, Y.C. & DALCHER, A. (1986). A simple biosphere model (SiB) for use within general circulation models. *Journal of Atmospheric Science*, 43: 505-531.

SELLERS, P.J.; DICKINSON, R.E.; RANDALL, D.A.; BETTS, A.K.; HALL, F.; BERRY, J.; COLLATZ, G.; DENNING, A.; MOONEY, H.; NOBRE, C.; SATO, N.; FIELD, C. & HENDERSON-SELLERS, A. (1997). Modeling the exchanges of energy, water, and carbon between continents and the atmosphere. *Science*, 275(5299): 502-509.

SENEVIRATNE, S.I.; CORTI, T.; DAYIN, E. L.; HIRSCHI, M.; JAEGER, E. B.; LEHNER, I.; ORLOWISKY, B. & TEULING, A. J. (2010). Investigating soil moisture–climate interactions in a changing climate: A review. *Earth-Science Reviews*, 99: 125-161.

SESTREM, L.P.; KORMANN, A.C.M.; PRETTO, J.H.F. & MARINHO, F.A.M. (2015). Precipitation influence on the distribution of pore pressure and suction in a coastal hillside. *Soils & Rocks*, 38: 81-92.

SHUTTLEWORTH, W.J. (1988). Evaporation from Amazonian rainforest. *Proceedings of the Royal Society of London B: Biological Sciences*, 233: 321-346.

SOARES, A.B.; POSSA, M.V.; SOUZA, V.P.; SOARES, P.S.M., BARBOSA, M.C.; UBALDO, M.O.; BERTOLINO, A.V.F. & BORMA, L.S. (2010). Design of a Dry Cover Pilot Test for Acid Mine Drainage Abatement in Southern Brazil, Part II: Pilot Unit Construction and Initial Monitoring. *Mine Water and the Environment*, 29: 277-284.

STOCKER, T.F.; QIN, D.; PLATTNER, G.K.; TIGNOR, M.; ALLEN, S.K.; BOSCHUNG, J.; NAUELS, A.; XIA, Y.; BEX, V. & MIDGLEY, B.M. (2013). IPCC, 2013: climate change 2013: the physical science basis. Contribution of working group I to the fifth assessment report of the intergovernmental panel on climate change. Cambridge University Press, Cambridge, United Kingdom and New York, NY, USA, 1535 p.

TRATCH, D. (1994). Moisture uptake within the root zone. Master's Thesis. Department of Civil Engineering, University of Saskatchewan, Saskatoon, Saskatchewan, Canada.

UBALDO, M.O.; BORMA, L.S. & BARBOSA, M.C. (2006). Gestão de resíduos sólidos geradores de drenagem ácida de minas com o uso de coberturas secas. CETEM - Centro de Tecnologia Mineral, Rio de Janeiro, 35 p.

VAN DAM, J.C.; GROENENDIJK, P.; HENDRIKS, R.F.A. & KROES, J.G. (2008). Advances of modeling water flow in variably saturated soils with SWAP. *Vadose Zone Journal*, 7(2): 640-653.

WIGMOSTA, M.S.; VAIL, L. & LETTENMAIER, D.P. (1994). A distributed hydrology-vegetation model for complex terrain. *Water Resources Research*, 30: 1665-1679.

WILSON, G.W. (1990). Soil evaporative fluxes for geotechnical engineering problems. Doctoral Thesis. University of Saskatchewan, Saskatoon, Saskatchewan, Canada, 464 p.

WILSON, G. W.; FREDLUND, D.G. & BARBOUR, S.L. (1994). Coupled soil-atmosphere modelling for soil. *Canadian Geotechnical Journal*, 31: 151-161.

Capítulo 15

TRANSPORTE DE CONTAMINANTES E FLUXO DE GASES EM SOLOS NÃO SATURADOS

Maria Claudia Barbosa
José Fernando Thomé Jucá
Márcia Salamoni Batalha
Camila Rosa Bezerra Coelho
Michelle Matos de Souza
Felipe Jucá Maciel

1. FUNDAMENTOS

Este capítulo tem como objetivo apresentar os modelos teóricos de avanço de contaminantes químicos e gases em meios porosos naturais na condição não saturada, utilizando os conceitos descritos nos capítulos anteriores.

O entendimento dos fenômenos que ocorrem na zona não saturada de solo entre a superfície e a água subterrânea durante um processo de contaminação é fundamental para prever o avanço dos contaminantes no subsolo, avaliar os riscos para o ambiente e para a saúde humana, e também para o planejamento de ações mais eficazes de contenção ou de remediação de áreas impactadas. Como mostrado esquematicamente na Figura 1, quase sempre, a fonte da contaminação se encontra na superfície ou logo abaixo, e, com menor frequência, em profundidade, como nos tanques de armazenamento de combustíveis em postos de serviço ou em depósitos enterrados de rejeitos.

Em todas as situações, a contaminação precisa atravessar os estratos de solo que se encontram na zona acima do aquífero para alcançar a água subterrânea. Essa região constitui, portanto, a primeira barreira contra o avanço da contaminação. Não por acaso, as normas técnicas e diretrizes de órgãos ambientais exigem uma distância mínima entre a base da estrutura de disposição de rejeitos e o nível d'água máximo local.

O conhecimento do comportamento dos solos na condição não saturada também é importante para o projeto das estruturas que compõem os sistemas de disposição de resíduos. Tais sistemas são compostos de cobertura, camadas de barreira e sistemas de drenagem, e cada um desses componentes é constituído de uma combinação de diferentes materiais,

tanto minerais (solos argilosos, areias, britas) quanto sintéticos (geotêxteis, geodrenos, geomembranas). Devido às condições de construção e operação dos depósitos, os componentes devem funcionar, a maior parte do tempo, na condição não saturada, sujeitos a variações cíclicas de saturação e dessaturação em função das condições hidrológicas locais.

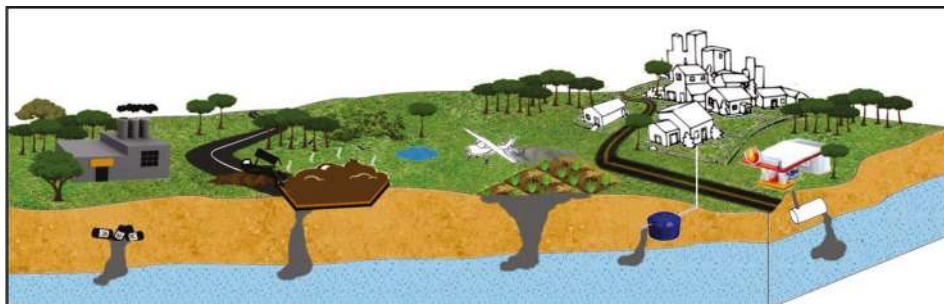


Figura 1 – Representação esquemática de algumas fontes de contaminação e relação com a zona não saturada acima do aquífero local

1.1 Contaminantes químicos

Neste capítulo, considera-se como contaminante qualquer espécie química que seja introduzida no meio poroso no qual não estaria presente na condição original ou que estivesse presente, porém, em quantidade muito inferior à que está sendo introduzida. A toxicidade da espécie representa um aspecto adicional a ser levado em conta na análise de risco, mas não interfere nos processos em discussão. Por exemplo, a entrada de uma cunha salina no aquífero adjacente ao mar não apresenta toxicidade para o ser humano, contudo, avança pelos mesmos processos que um sal de tálio, que é altamente tóxico.

Os contaminantes químicos podem ser divididos em dois grandes grupos: inorgânicos e orgânicos. Essa divisão é conveniente porque os dois grupos se comportam de forma diferenciada dentro do meio poroso, embora existam alguns compostos orgânicos que podem ser tratados como os inorgânicos em seu transporte. Dentro de cada grupo, podem ser definidos subgrupos, também por diferenciação do comportamento no meio, em relação às três fases: gasosa, líquida e sólida. Os gases têm um comportamento próprio, avançando, sobretudo, através dos poros não preenchidos com água, mas também apresentam alguma solubilidade em água, em geral muito baixa.

1.2 Transporte de contaminantes em meios porosos saturados

Os processos de transporte, interação com o meio e transformação das espécies químicas que atravessam um meio poroso saturado encontram-se bem descritos em referências clássicas como Freeze e Cherry (1979), Fetter (1999) e Rowe *et al.* (2004).

As espécies se movimentam através dos poros do solo e, se estes estiverem saturados com água, apenas a fração solúvel poderá avançar. Os modelos teóricos em solos sa-

turados tratam, portanto, do transporte de solutos através do meio e, por esse motivo, são expressos em termos da concentração da espécie na fase líquida ($M_{\text{espécie}}/V_w$). Três mecanismos de transporte estão envolvidos: a **advecção**, que significa o transporte passivo do soluto pela água em movimento; a **dispersão mecânica**, que significa o espalhamento do soluto na água em movimento; e a **difusão molecular**, que significa o avanço da espécie no meio aquoso por diferença de concentração ao longo da trajetória, que ocorre mesmo que a água não esteja em movimento. Assim, a Equação (1) representa o avanço de uma única espécie não reativa na direção x em um meio poroso rígido, homogêneo e saturado, sendo conhecida como a equação diferencial de advecção-dispersão (ADE):

$$n_e \frac{\partial C}{\partial t} = n_e D \frac{\partial^2 C}{\partial x^2} - n_e v_x \frac{\partial C}{\partial x} \quad (\text{Eq. 1})$$

em que as variáveis são definidas como:

C = concentração da espécie na água do solo [ML^{-3}]

x = distância na direção do fluxo [L]

t = tempo [T]

D = coeficiente de dispersão hidrodinâmica longitudinal [L^2T^{-1}]

v_x = velocidade linear média na direção x [LT^{-1}]

n_e = porosidade efetiva do meio poroso [-]

A porosidade efetiva representa fisicamente a fração de vazios interconectados do solo, por onde a água pode se movimentar de fato. Ao contrário da porosidade total (n), que pode ser calculada com base nas propriedades-índice do solo medidas em laboratório (densidade dos grãos, massa específica total, teor de umidade), a porosidade efetiva (n_e) tem que ser medida diretamente. Fetter (2001) descreve um método de laboratório para determinar a porosidade efetiva de uma amostra de solo indeformada previamente seca em estufa (105°C), a qual é, em seguida, inserida em um volume conhecido de água e o conjunto é deixado em repouso dentro de um recipiente selado até estabilização (condição saturada). O volume de vazios interconectados corresponde ao volume de água que entra na amostra ($V_v = \Delta V_w$), e a porosidade efetiva é, então, calculada.

A velocidade linear média (v_x) é a velocidade média da água dentro dos poros do solo. A velocidade que é medida em ensaios de permeabilidade, denominada velocidade de Darcy ou vazão específica ($q = -k_{\text{sat}} (dh/dl)$), é uma velocidade aparente. As duas se relacionam pela porosidade efetiva na condição saturada:

$$q = v_x \times n_e \quad (\text{Eq. 2})$$

O coeficiente de dispersão hidrodinâmica (D) resulta da combinação dos mecanismos de dispersão mecânica e de difusão molecular; esta última é expressa pela Lei de Fick. As equações a seguir representam as definições dos parâmetros envolvidos.

$$D = D_L + D_e \quad (\text{Eq. 3})$$

$$D_L = \alpha_L \times v_x \quad (\text{Eq. 4})$$

$$D_e = \tau \times D_o \quad (\text{Eq. 5})$$

em que:

D_L = coeficiente de dispersão mecânica longitudinal [L^2T^{-1}]

α_L = dispersividade dinâmica longitudinal [L]

D_e = coeficiente de difusão molecular efetiva [L^2T^{-1}]

τ = fator de tortuosidade [-]

D_o = coeficiente de difusão molecular da espécie em diluição infinita [L^2T^{-1}]

O coeficiente de difusão molecular em solução na condição de diluição infinita (D_o) é um valor determinado teoricamente para condições específicas de solução e de temperatura, e existem tabelas com esses valores calculados para os íons mais comuns em várias referências (Lerman, 1979; Fetter, 1999; e outros). Em meios porosos de baixa permeabilidade, como argila e estruturas de concreto, por exemplo, predomina o transporte por difusão molecular.

O fator de tortuosidade (τ) é sempre menor do que 1 e representa a não linearidade e irregularidade de forma e dimensões da trajetória da água através dos poros interconectados. Segundo Freeze e Cherry (1979), valores entre 0,01 e 0,50 já foram medidos em laboratório para diferentes materiais. Fetter (1999) reporta que foi encontrado o valor de 0,70 para ensaios em areia uniforme.

A dispersividade (α_L) é um parâmetro difícil de se determinar e muito sensível à escala da determinação, ou seja, valores medidos em ensaios de laboratório são, em geral, bem inferiores aos valores medidos em campo devido à influência das feições estruturais do meio. Na escala de laboratório, a dispersividade é determinada pela estrutura de poros do solo e sua influência sobre as variações microscópicas da velocidade da água nos canais de fluxo internos. Na escala de campo, esses efeitos são minimizados em comparação com a influência das heterogeneidades de porosidade e de permeabilidade do meio ao longo da trajetória de fluxo, e a dispersividade torna-se proporcional à distância de observação, de forma não linear. Alguns autores consideram que a dispersividade longitudinal torna-se aproximadamente constante para distâncias superiores a 100 m, e outros autores, para distâncias acima de 350 m ou ainda maiores. É importante observar que ocorre dispersão mecânica tanto na direção longitudinal (α_L) quanto na direção transversal ao fluxo (α_T), e esta última só é considerada em análises bi ou tridimensionais do fluxo, sendo usual considerar como estimativa preliminar que $(\alpha_L/\alpha_T) = 10$, embora Fetter (1999) relate uma faixa de variação de 6 a 20, observada por diferentes autores em estudos de campo.

1.3 Reações geoquímicas e bioquímicas e transformações da espécie no solo

Os mecanismos de reação e transformação das espécies no meio são apresentados em Langmuir (1997), Domenico e Schwartz (1998), Appelo e Postma (2005), entre outros. Os processos de maior interesse prático são: a sorção e a troca iônica, as reações de oxirredução, os mecanismos de dissolução e precipitação, as reações ácido-base, as reações de complexação, e as reações bioquímicas na presença de microrganismos. Além

dessas, são importantes os processos relacionados às propriedades físicas e químicas da própria espécie, como decaimento radioativo e partição entre formas voláteis, puras e dissolvidas (função das constantes de equilíbrio da espécie e das condições ambientais). A descrição de todos esses processos foge ao escopo do capítulo, e eles serão apresentados ao longo dos itens apenas quando tiverem impacto direto sobre os modelos, parâmetros e equações de transporte. É importante ressaltar que, embora sejam afetados pelo grau de saturação, os processos ocorrem em qualquer condição, saturada e não saturada.

Do ponto de vista do avanço da espécie química através do solo, as reações e os mecanismos de transformação são considerados como processos de transferência de massa. Se a espécie muda a forma química de ocorrência, a fração que foi transformada é representada como perda de massa (por exemplo, por decaimento radioativo ou por biodegradação). Analogamente, se a reação implicar transferência de massa entre fases, haverá acréscimo de massa se a espécie foi transferida para a fase líquida (dissolução, dessorção), e perda de massa se foi transferida para a fase sólida (precipitação, sorção). A Equação (1) representa o avanço de uma espécie não reativa, ou seja, não leva em consideração nenhum dos processos citados. A Equação (6), a seguir, representa o avanço para espécies reativas na fase aquosa, admitindo meio poroso rígido e condição de equilíbrio em todas as reações consideradas, isto é, essas reações ocorrem instantaneamente em relação à velocidade de avanço da espécie no meio.

$$n_e \frac{\partial C}{\partial t} = n_e D \frac{\partial^2 C}{\partial x^2} - n_e v_x \frac{\partial C}{\partial x} - \rho_d K_d \frac{\partial C}{\partial t} - n_e (\lambda_R + \lambda_B) C \quad (\text{Eq. 6})$$

em que as novas variáveis são definidas como:

ρ_d = massa específica aparente seca do solo [ML^{-3}]

K_d = coeficiente de distribuição da espécie no solo [L^3M^{-1}]

λ_R = constante de decaimento radioativo da espécie [T^{-1}]

λ_B = constante de degradação biológica da espécie [T^{-1}]

λ = ($\ln 2$ / meia vida), admitindo decaimento de primeira ordem.

O coeficiente de distribuição da espécie no solo (K_d) depende do modelo de sorção considerado, sendo o mais simples o modelo linear, representado pela Equação (7) para a condição de equilíbrio químico:

$$S_{\text{ads}} = K_d \times C_{\text{eq}} \quad (\text{Eq. 7})$$

em que S_{ads} é a concentração da espécie adsorvida na fase sólida, expressa em massa da espécie por massa seca de solo [MM^{-1}]; em geral, adota-se [mg/g].

Os outros modelos usados frequentemente são os de Freundlich e de Langmuir, ambos não lineares, e as equações correspondentes, (8) e (9), são apresentadas a seguir. A Figura 2 ilustra comparativamente o comportamento da espécie no solo segundo cada um dos modelos, como observado em ensaios de sorção em laboratório, os quais serão descritos mais adiante.

$$S_{\text{ads}} = K \times C_{\text{eq}} \quad (\text{Eq. 8})$$

$$S_{\text{ads}} = \frac{S_m K_L C_{\text{eq}}}{1 + K_L C_{\text{eq}}} \quad (\text{Eq. 9})$$

Onde:

K = coeficiente de distribuição de Freundlich [L^3M^{-1}]

N = constante empírica adimensional do modelo de Freundlich [-]

K_L = parâmetro relacionado à energia de ligação entre a espécie e o sólido [L^3M^{-1}]

S_m = capacidade máxima de sorção do solo [MM^{-1}]

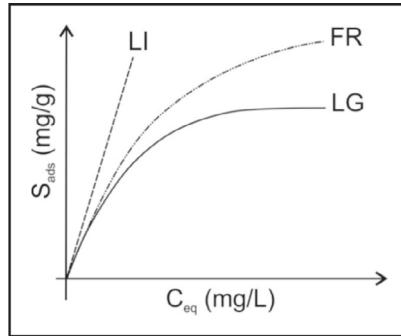


Figura 2 – Representação dos modelos de sorção Linear (LI), Não Linear de Freundlich (FR) e Não Linear de Langmuir (LG), para a condição de equilíbrio químico

O modelo de Freundlich foi derivado empiricamente considerando-se o decréscimo logarítmico da energia de adsorção com o aumento progressivo da cobertura da superfície do adsorvente, no caso, as partículas do solo. O modelo de Langmuir, representado na Equação (9), foi deduzido teoricamente admitindo-se um número finito e fixo de sítios idênticos de sorção na superfície do adsorvente, atuando de forma independente entre si e para uma condição de equilíbrio químico entre os fluxos de sorção e dessorção da espécie pela superfície. Langmuir (1997) apresenta outro modelo em equilíbrio para uma superfície com dois tipos de sítios de sorção, e, nesse caso, é necessário determinar quatro parâmetros em vez de dois.

Finalmente, deve ser ressaltado que todos esses mecanismos resultam em alteração dos parâmetros ambientais originais do solo e também podem causar efeito direto sobre a composição e a estrutura do solo e, conseqüentemente, sobre as propriedades hidráulicas e físico-químicas. A sorção como um processo de troca iônica e a sua relação com a mineralogia e a estrutura dos solos brasileiros já foram comentadas nos Capítulos 4 e 5.

2. CONTAMINANTES INORGÂNICOS

2.1 Contaminantes inorgânicos mais frequentes

Os elementos químicos existentes encontram-se organizados de acordo com o número atômico e as propriedades químicas na tabela periódica, facilmente encontrada em

livros-texto e páginas da internet. A versão mais recente apresenta mais de 110 elementos, incluindo alguns sintéticos, mas alguns são pouco encontrados na natureza e não têm relevância prática, enquanto outros são muito abundantes e de maior participação em todos os processos físicos, químicos e bioquímicos que ocorrem na superfície da Terra, sejam processos de origem natural ou de atividades humanas. Esses elementos se combinam entre si, dando origem a múltiplas substâncias, que podem ocorrer como sólidos, líquidos ou gases. O carbono tem características peculiares que levam à formação de compostos com propriedades e comportamento distintos dos demais e são agrupados como compostos orgânicos, descritos no item 3 do capítulo.

A Terra pode ser dividida em três ambientes: a crosta terrestre, a hidrosfera e a atmosfera. A atmosfera é composta, predominantemente, pelos gases nitrogênio (N_2) (78%) e oxigênio (O_2) (21%), com apenas 1% de outros gases (vapor d'água, argônio, dióxido de carbono, hidrogênio e outros). A hidrosfera, que engloba os corpos hídricos de água doce, os oceanos, as geleiras e a água subterrânea, é composta por água (H_2O) e diferentes combinações e concentrações de sais, contendo, principalmente, os elementos Na, K, Ca e Mg, e Cl, C e S nas formas iônicas mais usuais (cloretos, carbonatos e sulfatos). A crosta terrestre é constituída de minerais e sua composição química elementar é dominada por O (49%), Fe (18%), Si (13%), Mg (12%), S (1,3%), Ni (1,3%) e Al (1,3%), mas contendo uma variedade de outros elementos (Emiliani, 1992). Existe ainda a biota vegetal e animal, constituída de compostos orgânicos e inorgânicos, presente sobretudo na superfície terrestre e na hidrosfera. Cerca de 40 elementos são considerados essenciais à vida na Terra, incluindo como majoritários C, H, O, N, P, S, Cl, K, Na, Ca, Mg e Fe, e, em menor proporção, os elementos Al, Bo, Cr, Zn, Mn, Mo, V e Co.

2.1.1 Sais, ácidos/bases e oxidantes/redutores

Sais normais são compostos que se dissociam em água em íons positivos, que não o hidrônio (H^+), e íons negativos, que não a hidroxila (OH^-). Exemplos mais comuns são os sais de cozinha, NaCl e KCl.

Pela definição do químico sueco Svante August Arrhenius (1859-1927), os ácidos são sais que se ionizam na água, liberando íons H^+ como único cátion, e as bases são compostos que se dissociam na água, liberando íons OH^- como único ânion. As teorias mais recentes de Brønsted-Lowry e de Lewis ampliaram essa definição. Um ácido forte é aquele que se ioniza completamente, como o clorídrico (HCl), o nítrico (HNO_3), o fluorídrico (HF) e o sulfúrico (H_2SO_4). Os ácidos fracos liberam os íons H^+ parcialmente, estabelecendo um equilíbrio químico de troca na solução. O ácido fosfórico (H_3PO_4) é considerado um ácido moderado e os ácidos orgânicos, em geral, são fracos, sendo o exemplo mais conhecido o ácido acético (CH_3COOH), que compõe a formulação do vinagre. Exemplos de bases são hidróxido de sódio ou soda cáustica (NaOH), altamente corrosivo, e o hidróxido de amônio (NH_4OH), uma base fraca.

Alguns elementos apresentam, normalmente, um único número de oxidação (NOX), além do zero, e outros podem ocorrer com diferentes valores de NOX. A Tabela 1 apresenta os números de oxidação mais comuns para elementos de maior interesse. Apenas

os valores que se repetem em diferentes publicações são apresentados, e os valores mais usuais encontrados no meio geológico são assinalados em negrito para alguns elementos.

Tabela 1 – Números de oxidação mais comuns para alguns elementos químicos

Elemento	NOX	Elemento	NOX
O	+2, 0 , -1/2, -1, -2	C	+4 , +3, +2, +1, 0, -1, -2, -3, -4
H	+1, 0	N	+5, +3, 0, -3
K, Na	+1, 0	S	+6, +5, +2, 0, -2
Ca, Mg	+2, 0	Cl	+7, +5, +4, +3, +1, 0 , -1
Cd	+2, 0	Fe	+3, +2, 0
Co	+2, 0	Mn	+7, +6, +4, +3, +2, 0
Ni	+2, 0	Cu	+2, +1, 0
Zn	+2, 0	Cr	+6, +3, 0
Al	+3, 0	As	+5, +3, 0
Ag	+3, +2, +1, 0	Hg	+2 , +1, 0
Au	+3, 0	Pb	+4, +2, 0

As reações de oxirredução consistem na transferência de elétrons entre elementos com mais de um NOX. A oxidação significa a perda de elétrons, e a redução, o ganho de elétrons. Assim, o elemento que é oxidado se torna menos eletronegativo e o elemento que recebe os elétrons é o agente oxidante, que sofre uma redução e se torna mais eletro-negativo. O cloro e o oxigênio são dois agentes oxidantes importantes, assim como o peróxido de hidrogênio (H_2O_2).

2.1.2 Metais

Os metais são elementos que perdem elétrons facilmente, formando íons positivos em solução aquosa. Em geral, são bons condutores de corrente elétrica, formam substâncias sólidas de elevada dureza e brilho, e, geralmente, participam de reações químicas com as enzimas no metabolismo, sendo conhecidos, também, como elementos-traço ou metais traço. A exceção notável é o mercúrio, que, na forma elementar (Hg^0), apresenta-se na forma líquida e tem um comportamento peculiar no solo, que se assemelha ao comportamento dos compostos orgânicos. Dentro desse grupo, existe um subgrupo de relevância ambiental, que é dos metais pesados, definidos como aqueles com densidade maior do que $6g/cm^3$, $7g/cm^3$ ou $4g/cm^3$, ou ainda que possuam número atômico superior a 20, dependendo da fonte da classificação. Podem ser relevantes em estudos ambientais os metais (assinalados, em negrito, os símbolos dos metais considerados pesados): alumínio (Al), titânio (Ti), cromo (Cr), manganês (Mn), ferro (Fe), cobalto (Co), níquel (Ni), cobre (Cu), zinco (Zn), cádmio (Cd), estanho (Sn), antimônio (Sb), arsênio (As), mercúrio (Hg), chumbo (Pb), vanádio (V), zircônio (Zr), nióbio (Nb), molibdênio (Mo), prata (Ag), ouro (Au), platina (Pt), tálio (Tl), e tungstênio (W).

2.1.3 Isótopos e espécies radioativas

Cada elemento é definido pelo número atômico, que representa o número de prótons na estrutura atômica, mas vários elementos podem existir com diferentes números de massa, isto é, eles podem ter diferentes números de nêutrons. As diferentes formas de ocorrência desses elementos são chamadas isótopos. Para se diferenciar os isótopos de um mesmo elemento, o símbolo é escrito com o número de massa como um superescrito, como em ^{16}O , ^{17}O e ^{18}O , sendo o primeiro o mais abundante no ambiente (99,75%). Processos de mudança de fase e reações bioquímicas podem alterar a composição isotópica do elemento, concentrando os isótopos mais pesados ou mais leves. Por exemplo, a evaporação da água concentra os isótopos mais pesados de oxigênio e de hidrogênio na água líquida e libera os isótopos mais leves para a fase vapor.

Alguns isótopos são estáveis, como os isótopos de oxigênio citados, e outros são instáveis quimicamente ou radioativos. Por exemplo, o oxigênio apresenta dez isótopos radioativos, como o ^{15}O , todos com meia-vida de menos de três minutos. O hidrogênio apresenta dois isótopos estáveis, o prótio (^1H), mais abundante (99,986%), e o deutério (^2H ou D), e um isótopo radioativo, o trítio (^3H ou T), com meia-vida de cerca de 12 anos. Os isótopos instáveis sofrem o processo de decaimento radioativo ou transformação nuclear em direção a uma forma mais estável, que resulta na ejeção de partículas ou radiação, ou seja, energia. As radiações (do tipo α , β ou γ) podem ter um impacto significativo para os seres vivos quando ultrapassam valores de radiação limite, expressos na forma de dosagem por peso para os seres humanos, mas todos estão expostos permanentemente a uma radioatividade natural, chamada de radiação de base ou de nível ambiental.

Os isótopos radioativos mais relevantes como fontes naturais de radiação terrestre são ^{40}K , ^{238}U , ^{235}U e ^{232}Th , e as séries de decaimento são as do urânio, do tório e do actínio. A série do urânio se inicia com o isótopo ^{238}U , e o produto final é o isótopo estável ^{206}Pb . A meia-vida do ^{238}U é de $4,51 \times 10^9$ anos, ou seja, da ordem de grandeza da idade da Terra.

2.1.4 Contaminantes e atividades humanas

As atividades humanas extraem e transformam as substâncias que ocorrem naturalmente, sintetizam novos compostos e os reintroduzem no ambiente terrestre, hídrico ou na atmosfera.

Atividades urbanas que podem contribuir para uma potencial contaminação do solo quando não são corretamente operadas são os aterros de resíduos sólidos urbanos, as estações de tratamento de água e de esgoto, os postos de combustíveis e os cemitérios. As atividades econômicas, como indústrias, agropecuária, mineração e produção de energia, são fontes potenciais de contaminantes para o solo, os corpos hídricos e a atmosfera. As atividades militares também podem ter impacto, em particular, nas áreas de treinamento e de destruição de munições inservíveis. Existe uma grande quantidade de publicações, no Brasil, relacionadas à contaminação do solo por alguma dessas atividades, principalmente sobre aterros de resíduos sólidos urbanos, postos de combustíveis, algumas indústrias, mineração e, em menor quantidade, sobre agropecuária, produção de energia e atividades militares. Boscov (2008) apresenta dados sobre algumas das atividades mencionadas.

2.2 Transporte de solutos em meio variavelmente saturado

2.2.1 Formulação para a condição de equilíbrio físico e químico

Como o transporte de solutos está intimamente ligado ao escoamento da água no solo, sua análise requer, primeiramente, o estudo do fluxo da água na zona não saturada, que foi abordado no Capítulo 13. A formulação matemática geral se baseia na equação de conservação de massa com concentrações nas fases sólida, líquida e gasosa, combinada com a equação para densidade de fluxo. Quando a espécie não está presente em quantidade significativa na fase gasosa, o transporte dos solutos durante o escoamento no regime transiente através de um meio poroso rígido não saturado pode ser representado pela equação de advecção-dispersão (ADE) a seguir, considerando-se uma espécie reativa e condição tridimensional:

$$\frac{\partial \theta C}{\partial t} + \frac{\partial \rho_d S_s}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x_i} \left(\theta D_{ij} \frac{\partial C}{\partial x_j} \right) - \frac{\partial q_i C}{\partial x_i} - r \quad i = 1, 2, 3 \quad (\text{Eq. 10})$$

em que as variáveis são definidas como:

θ = conteúdo de água volumétrico [$L^3 L^{-3}$]

C = concentração de soluto na fase aquosa [ML^{-3}]

S_s = concentração de soluto na fase sólida [MM^{-1}]

ρ_d = massa específica aparente seca do meio poroso [ML^{-3}]

x_i = dimensões em coordenadas cartesianas [L]

$q_i = \theta \cdot v_{xi}$ = velocidade aparente na direção x_i [LT^{-1}] (para a umidade θ)

D_{ij} = tensor para representar o coeficiente de dispersão [$L^2 T^{-1}$]

r = termo fonte [$ML^{-3} T^{-1}$]; para considerar a entrada ($r < 0$) ou saída ($r > 0$) de água e solutos

Como essa equação considera o transporte tridimensional, D_{ij} é expresso como:

$$D_{ij} = \left\{ \alpha_T |q| \delta_{ij} + (\alpha_L + \alpha_T) \frac{q_i q_j}{|q|} \right\} + D_o \varpi \delta_{ij} \quad (\text{Eq. 11})$$

em que:

α_L e α_T = são as dispersividades longitudinal e transversal [L]

$|q|$ = módulo da velocidade de fluxo da Lei de Darcy [LT^{-1}]

δ_{ij} = delta de Kronecker ($\delta_{ij} = 1$ para $i = j$, e $\delta_{ij} = 0$ para $i \neq j$)

D_o = coeficiente de difusão molecular da espécie em diluição infinita [$L^2 T^{-1}$]

ϖ = fator de tortuosidade [-]

O fator de tortuosidade pode ser estimado pela expressão de Millington e Quirk, Equação (12), desenvolvida com base em um modelo de distribuição de poros de um solo granular uniforme, em que θ_s é o conteúdo de água volumétrico na saturação igual à porosidade do meio.

$$\omega = \theta^{7/3} \theta_s^{-2} \quad (\text{Eq. 12})$$

O termo fonte (r) pode ter várias formas, como uma combinação de termos de primeira ordem para representar a degradação (ou formação) dos solutos e o decaimento radioativo (ou a entrada de elementos filhos da série) tanto na fase aquosa quanto na sólida. Pode ainda ser usado para a entrada ou a saída de água com determinada concentração de soluto. Na Equação (6), o termo fonte se encontra representado para reações de biodegradação e de decaimento radioativo.

A equação de transporte tem que ser resolvida iterativamente com a equação de fluxo, e ambas dependem das relações constitutivas do meio poroso, relacionando o conteúdo de água (θ) ao potencial matricial (Ψ) por meio da curva característica de retenção de água e a função de condutividade hidráulica não saturada correspondente. O transporte se dá em regime transiente, levando-se em conta que a umidade varia com o tempo, seja pela continuidade do fluxo da água através do solo em direção à saturação, seja por fluxo de drenagem, em que a umidade é decrescente com o tempo.

Há uma diferença entre as equações (6) e (10) na representação do fenômeno de sorção do soluto pelo solo. A Equação (10) apresenta uma formulação mais genérica da função de transferência de massa, inserindo a concentração do soluto na fase sólida (S_s) em vez de adotar diretamente a relação definida pelo modelo de sorção linear expresso pela Equação (7), como foi feito na Equação (6).

É frequente encontrar a equação de transporte de solutos escrita em função do fator de retardamento (R), como exibida a seguir, para uma direção de fluxo x (unidimensional):

$$\frac{\partial(\theta RC)}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x} \left(\theta D \frac{\partial C}{\partial x} \right) - \frac{\partial(qC)}{\partial x} - r \quad (\text{Eq. 13})$$

O fator de retardamento é encontrado pela unificação dos dois termos à esquerda na Equação (10) e aplicando-se um modelo de sorção para escrever a concentração na fase sólida (S_s) em função da concentração do soluto na fase aquosa (C). Assim, se for adotado o modelo linear de sorção da Equação (7), o fator de retardamento é definido por:

$$R = 1 + \frac{\rho_d K_d}{\theta} \quad (\text{Eq. 14})$$

Fetter (1999) apresenta os fatores de retardamento correspondentes para os modelos no equilíbrio de Freundlich (R_F) e de Langmuir (R_L):

$$R_F = 1 + \frac{\rho_d K N C^{N-1}}{\theta} \quad (\text{Eq. 15})$$

$$R_L = 1 + \frac{\rho_d}{\theta} \left(\frac{s_m \cdot K_L}{(1 + s_m C)^2} \right) \quad (\text{Eq. 16})$$

Nesses dois casos, o fator de retardamento deixa de ser apenas uma característica da espécie e do solo em conjunto e torna-se uma função da concentração do soluto na fase aquosa.

Batalha *et al.* (2011) apresentam os resultados da simulação do avanço do ^{226}Ra em um solo não saturado do Cerrado brasileiro, realizada com o pacote HYDRUS-HP1 (PC-Progress Ltd. Co.), que resolve numericamente as equações de fluxo de água e de transporte com reações geoquímicas. A fonte do radionuclídeo era a aplicação de fosfogesso na superfície, e a espécie só alcançaria cerca de 1,0 m de profundidade em 200 anos, com concentrações inferiores a 3×10^{-6} mmol/cm³. Esse trabalho ilustra a utilidade prática dos modelos de previsão, sobretudo no caso de análises em longo prazo, e demonstra a baixa mobilidade de algumas espécies na zona não saturada, mesmo levando-se em conta o umedecimento sazonal pela precipitação ao longo do tempo.

Outros trabalhos com simulação bidimensional de fluxo em regime permanente e transporte de solutos através do pacote HYDRUS-2D/3D, como de Alfaro Soto *et al.* (2015), analisam o potencial de contaminação da aplicação de vinhaça como fonte de nutriente utilizada na agricultura. Os resultados indicam que o transporte de íons provenientes da vinhaça em determinadas concentrações pode apresentar alto potencial de contaminação de águas subterrâneas e superficiais.

2.2.2 Transporte de solutos na condição de não equilíbrio físico ou químico

Eventualmente, em particular nos solos tropicais muito intemperizados, o transporte de contaminantes pode não ser adequadamente descrito por modelos de transporte em equilíbrio.

O não equilíbrio físico pode ser decorrente da presença de heterogeneidades físicas na estrutura do solo, como fissuras, macrofeições geológicas na condição de campo ou, simplesmente, uma distribuição heterogênea dos poros. A presença de regiões distintas de poros com diferenças significativas de tamanho, como nos solos tropicais que tendem a formar agregados na condição natural, acarreta uma heterogeneidade macroscópica no fluxo da água. Um exemplo de fluxo de água preferencial pode ser visto em Silveira *et al.* (2005), em que medidas de poropressão em um ensaio de infiltração no campo mostram a chegada da água a 2,0 m de profundidade antes que a frente de saturação alcançasse 1,20 m de profundidade pelo fluxo através da matriz do solo. Além de influir na curva de retenção de água do solo e na função de condutividade hidráulica não saturada, essa heterogeneidade influencia o transporte dos solutos, que podem migrar por difusão entre as diferentes regiões, além de interferir nos mecanismos de transferência de massa entre fases, como a sorção.

O modelo de transporte em não equilíbrio físico mais conhecido é o modelo de dupla porosidade ou de não equilíbrio físico de duas regiões, ou ainda modelo móvel-imóvel, de van Genuchten e Wierenga (1976). Esse modelo divide o espaço poroso assumindo que a fase líquida pode ser particionada em duas regiões distintas, uma com conteúdo de água móvel (que flui) e outra com conteúdo de água imóvel (estagnada), e que a troca de contaminantes entre as duas regiões líquidas pode ser modelada como um processo de troca de primeira ordem. As equações para o fluxo de água desse modelo são baseadas na formulação mista da Equação de Richards, que descreve o fluxo de água nos macroporos ou poros interagregados (via de fluxo preferencial), e na equação de balanço de massa, para descrever a dinâmica de umidade na matriz ou poros intra-agregados (van

Genuchten & Wierenga, 1976; van Genuchten & Wagenet, 1989; Gerke & van Genuchten, 1993).

O não equilíbrio químico pode ser relacionado à cinética das reações, com taxa limitada em relação à velocidade de avanço do soluto no meio, a efeitos de histerese no processo de sorção e dessorção, e à heterogeneidade química dos sítios de sorção presentes no solo (mistura de minerais com diferentes comportamentos individuais). Existem modelos que incluem a cinética por meio de um coeficiente de primeira ordem, e outros que admitem dois tipos de sítios de sorção, um grupo em equilíbrio e o outro cinético (van Genuchten & Wagenet, 1989; Toride *et al.*, 1993).

Soto e Kiang (2013) mostram que a aplicação de modelos teóricos da função de permeabilidade relativa da água na condição não saturada sem levar em conta a distribuição bimodal dos poros pode levar a erros de duas ou mais ordens de grandeza no caso de solos com dupla porosidade. Foram usados dados de solos típicos dos estados de São Paulo e Paraná com essa característica. De modo geral, com uma exceção, o uso de modelo unimodal resulta na subestimação da condutividade hidráulica em uma mesma condição de conteúdo volumétrico ou sucção. Consequentemente, em algumas situações práticas, pode levar a erros contra a segurança na previsão do avanço de uma frente de contaminação.

2.2.3 Determinação dos parâmetros de transporte na condição não saturada

As equações (10) e (11), em conjunto com a equação para fluxo de água, requerem a determinação dos seguintes parâmetros e propriedades para o solo e o contaminante de interesse: a massa específica aparente seca (ρ_d) e a porosidade (n) do solo, o fator de tortuosidade (τ), a relação entre umidade volumétrica e sucção ($\theta \times \Psi$), a condutividade hidráulica (k_{sw}) e a umidade volumétrica ($\theta_s = n$) na condição saturada, a função da condutividade hidráulica com a umidade ($k \times \theta$), as dispersividades longitudinal (α_L) e transversal (α_T), e o coeficiente de difusão molecular da espécie em diluição infinita (D_0). Para representar o termo fonte da Equação (10), é preciso também saber as constantes de decaimento radioativo (λ_R) e de biodegradação (λ_B) do contaminante, quando for o caso, e o comportamento de sorção da espécie pelo solo, para determinar os coeficientes do modelo de sorção em equilíbrio mais adequado. Alguns desses parâmetros podem ser obtidos na literatura, outros correspondem ao comportamento do solo para fluxo de água na condição não saturada, já abordado em capítulos anteriores. Especificamente para a modelagem do transporte de contaminantes, resta a determinação experimental das dispersividades e, conseqüentemente, do coeficiente de dispersão e dos parâmetros de sorção.

Existem três tipos básicos de ensaios usuais para aplicação em solos saturados: o ensaio de sorção ou de batelada, o ensaio de difusão, no qual o fluxo de água é impedido ($v_x = 0$), e o ensaio de coluna, que é um ensaio semelhante ao de permeabilidade, mas com a coleta periódica do efluente para análise química.

2.2.3.1 Ensaio de sorção

O ensaio consiste em preparar suspensões com a mesma razão solo seco:solução, utilizando soluções com diferentes concentrações da espécie de interesse. Essas suspen-

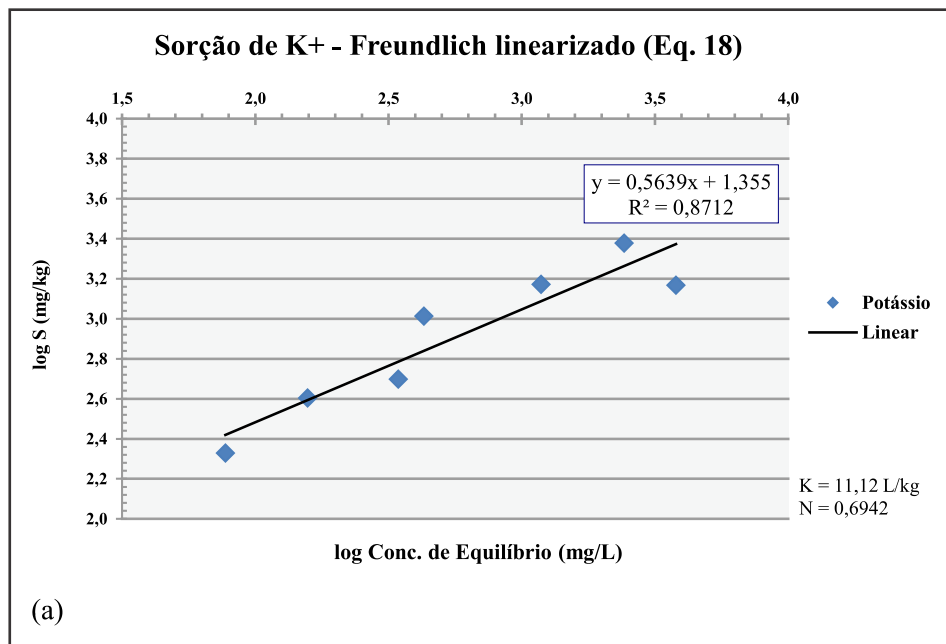
sões são agitadas até o equilíbrio e, em seguida, é determinada a concentração de equilíbrio na solução. A diferença entre a concentração inicial e a final representa a massa adsorvida pelo solo. Os resultados são plotados em um gráfico como na Figura 2, e é ajustado um modelo de sorção para definir os parâmetros correspondentes conforme equações (7), (8) e (9). Para esse ajuste, são usadas as formas linearizadas dos modelos de sorção não linear apresentadas nas Equações (18) (Fetter, 1999) e (19) (Langmuir, 1997), a seguir.

O documento mais conhecido sobre os procedimentos e cuidados desse ensaio é o relatório técnico da USEPA (1992) – EPA/530-SW-87-006-F, disponível gratuitamente na página da agência americana. Mais recente, a norma técnica D4646-2004 da ASTM apresenta um procedimento simplificado para determinação em 24 horas, enquanto o documento da USEPA prescreve uma etapa preliminar de estudo do tempo de equilíbrio, variando de 1 hora a 72 horas.

$$\text{Freundlich} \rightarrow \log S_{\text{ads}} = \log K + N \cdot \log C_{\text{eq}} \quad (\text{Eq. 18})$$

$$\text{Langmuir} \rightarrow \frac{1}{S_{\text{ads}}} = \frac{1}{S_m K_L C_{\text{eq}}} + \frac{1}{S_m} \quad (\text{Eq. 19})$$

A Figura 3 apresenta um exemplo de linearização da adsorção de K^+ por um solo residual saprolítico pelos dois modelos. Os dados utilizados foram obtidos por Mendonça (2000).



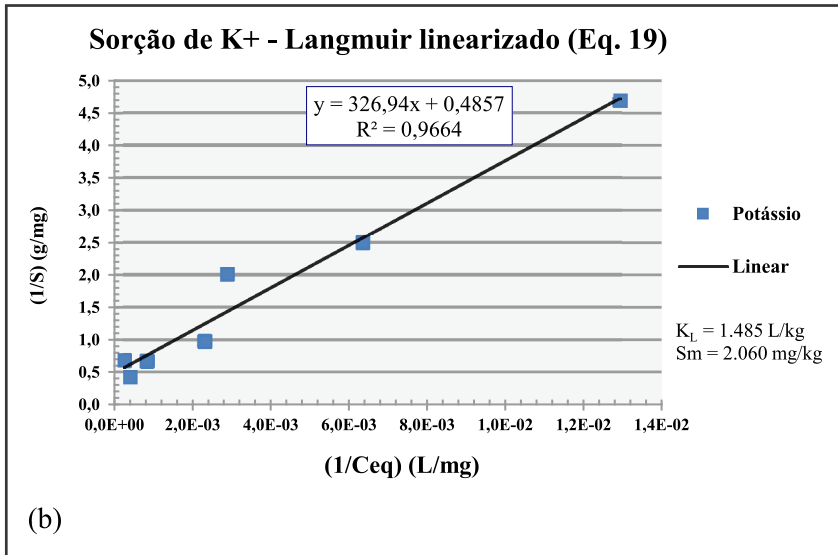


Figura 3 – Exemplo de ajuste dos resultados de um ensaio de batelada pelas formas linearizadas dos modelos (a) de Freundlich e (b) de Langmuir

2.2.3.2 Ensaio de difusão

Como mostrado na Figura 4(a), o esquema experimental mais comum do ensaio de difusão pura consiste no modelo de um reservatório simples, em que a amostra de solo é colocada em contato com uma solução contendo o soluto na concentração de interesse (C_0). A base da célula é selada de modo a não permitir o fluxo da água. Não existe uma norma de procedimento de ensaio, e a configuração mais adotada no Brasil é aquela adaptada do esquema experimental apresentado por Barone *et al.* (1989). O conjunto é deixado em repouso na bancada e, depois de um tempo previamente estabelecido por tentativas, de modo que a concentração na base da amostra não se altere, o conjunto é desmontado, a amostra de solo é fatiada e a água dos poros é extraída de cada fatia para análise química, assim como a solução final no reservatório. O perfil de concentração final ao longo da amostra é interpretado por um modelo teórico e é determinado o coeficiente de difusão efetivo (D_e), que inclui o efeito da tortuosidade em relação ao coeficiente teórico em solução (D_0) e pode também refletir algum retardamento devido à sorção. Barbosa *et al.* (1996) apresentaram ensaios de difusão dos íons mais frequentes em uma amostra indeformada de argila organo-salina de estuário, saturada, e utilizaram os valores de concentração de Cl^- e a Equação (5) para determinar o fator de tortuosidade ($\omega \cong 0,20$ para $n = 0,80$), tendo constatado que esse íon se comportou como uma espécie não reativa. Como muitos solos apresentam capacidade de adsorção de ânions, nem sempre esse procedimento é válido.

Para garantir que não ocorra fluxo advectivo através da amostra, além de selar o fundo da célula, trabalha-se normalmente com o solo na condição saturada. Na condição não

saturada, ocorre difusão na fase aquosa e na fase gasosa, além das interfaces ar-água e solo-água, e o coeficiente de difusão efetivo observado experimentalmente é o somatório de todos os processos, sendo também variável com a umidade volumétrica, como ocorre com a condutividade hidráulica. Experimentalmente, se a amostra de solo estiver não saturada, o ensaio estático representado na Figura 4(a) irá acarretar um fluxo advectivo através da amostra devido ao gradiente de pressão, interferindo em todas as variáveis.

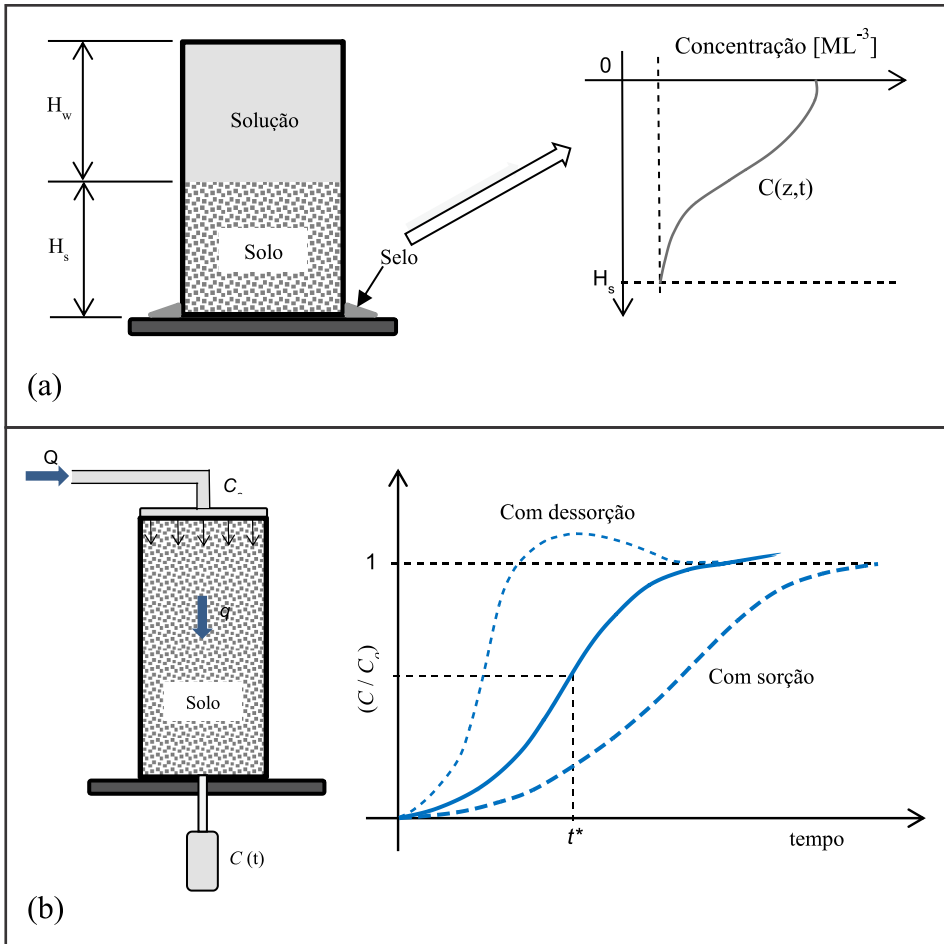


Figura 4 – Representação esquemática dos ensaios (a) de difusão pura com reservatório simples; e (b) de coluna, para a condição saturada (t^* é o tempo para passagem de 1 volume de vazios da solução)

Campos *et al.* (1997) apresentam uma proposta de esquema experimental para ensaios de difusão na condição não saturada, em que são utilizados dois reservatórios, um acima e outro abaixo da amostra, para garantir a mesma sucção no topo e na base da amos-

tra de solo, e, assim, a condição de fluxo advectivo nulo. O processo de difusão, no entanto, pode ser interpretado em regime transiente a partir do reservatório fonte com concentração decrescente com o tempo, à semelhança do ensaio descrito para a condição saturada.

2.2.3.3 Ensaio de coluna

O ensaio de coluna é uma adaptação do ensaio de permeabilidade, em que, além da medição da vazão, o efluente é coletado para determinar a concentração da espécie química com o tempo, como mostrado esquematicamente na Figura 4(b). Tal como o ensaio de difusão, foi idealizado originalmente para a amostra de solo na condição saturada. Nessa condição, o tempo pode ser representado pelo número de volumes de vazios do solo que é percolado. Para espécies não reativas, a curva de concentração relativa *versus* o número de volumes de vazios alcança uma razão $(C/C_0) \cong 0,5$ após a passagem de 1 volume de vazios de solução pela amostra. Quando ocorre sorção e, portanto, retardamento, a curva fica abaixo, como mostrado na Figura 4(b). Todas as curvas da Figura 4(b) representam resultados para o transporte na condição de equilíbrio físico e químico.

A Figura 5 é uma representação esquemática do transporte de um soluto em condição de não equilíbrio. Diferente da condição de equilíbrio, em que a curva de avanço do soluto apresenta um formato simétrico, em condições de não equilíbrio, não existe essa simetria; e como os processos são dependentes do tempo, observa-se um lento e arrastado avanço da curva até atingir a razão $C/C_0 \cong 1$. Pode-se observar que, em situação de não equilíbrio físico, a frente de contaminação chega mais rapidamente, confirmando a importância do erro apontado por Soto e Kiang (2013) na previsão do transporte de solutos em meio não saturado em solos com dupla porosidade por modelos que não levem em consideração essa característica.

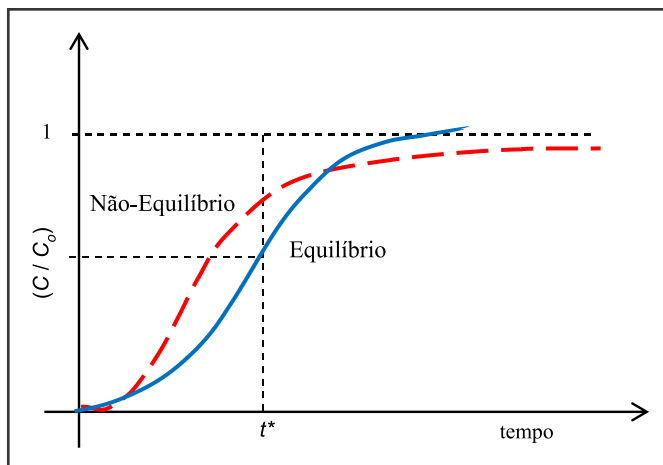


Figura 5 – Representação esquemática da curva de concentração relativa de uma espécie não reativa em um ensaio de coluna na condição saturada, em equilíbrio e em não equilíbrio (t^* é o tempo para passagem de 1 volume de vazios da solução)

Existem diversas configurações e procedimentos de ensaio reportados na literatura: i) a amostra pode ser confinada em uma célula cilíndrica de paredes rígidas ou em uma membrana flexível dentro de uma câmara, como no ensaio triaxial; ii) o fluxo pode ser induzido pela aplicação de uma carga hidráulica constante e a vazão será consequência da condutividade hidráulica do solo ou pode ser realizado com uma vazão constante controlada por uma bomba e o gradiente hidráulico desenvolvido dentro da amostra será resultante da condutividade hidráulica do solo; iii) as dimensões do corpo de prova (coluna) variam de poucos centímetros a cerca de 1,0 m; iv) o fluxo pode ser descendente ou ascendente (preferível). Os resultados são interpretados por um modelo teórico contemplando todos os mecanismos: advecção, difusão e sorção/dessorção. Quando se dispõe de resultados dos ensaios de sorção e de difusão, os parâmetros medidos podem ser utilizados como dados de entrada para a interpretação do ensaio de coluna tanto em modelos teóricos de transporte de soluto em condição de equilíbrio quanto em não equilíbrio, como mostrado em Bezerra-Coelho (2016) e Alcântara *et al.* (2020).

A norma D4874-95/2006 da ASTM descreve um procedimento de ensaio para análise do lixiviado em amostras de solo ou resíduo em uma coluna de 30 cm de altura e 10 cm de diâmetro, com fluxo induzido pela aplicação de pressão no reservatório fonte após estágio preliminar de saturação. No caso de solos de baixa permeabilidade e/ou alta atividade físico-química, no entanto, ensaios com colunas de grande altura podem se mostrar inviáveis devido à longa duração. Por esse motivo, alguns trabalhos reportam ensaios realizados com amostras de pequena altura (2 cm), mas, nesse caso, não se obtém informação sobre a dispersividade.

Existe uma variedade de equipamentos disponíveis comercialmente, alguns permitindo a aplicação e o controle de sucção na amostra e a utilização de tensiômetros ao longo da coluna para monitoramento durante o ensaio, permitindo a realização de ensaios de coluna na condição não saturada. Miranda *et al.* (2004) reportam ensaios de coluna de 20 cm de altura e 5 cm de diâmetro em amostras de Latossolo Vermelho Amarelo moldadas em laboratório na condição não saturada. A coluna era constituída de anéis em PVC, e o ensaio foi realizado em dois estágios: um estágio inicial com água até a estabilização do fluxo (sem atingir a saturação de toda a coluna), e um segundo estágio com a solução de nitrato e potássio para a análise do transporte.

Pereira *et al.* (2011) apresentam relações derivadas empiricamente para o coeficiente de distribuição (K_d) e o coeficiente de dispersão longitudinal (D_L) em função do teor de argila e da concentração inicial dos elementos K^+ e Cu^{++} para solos brasileiros na condição saturada. As relações foram obtidas pelo tratamento estatístico de resultados de ensaios em laboratório publicados na literatura. A variedade de fatores de influência sobre os resultados exigiu o estabelecimento de equações com até 11 termos para a obtenção de bons fatores de correlação ($r^2 = 0,83$ a $0,99$). Na ausência de dados experimentais, essas relações podem ser aplicadas para uma estimativa preliminar, porém, apenas para os elementos citados.

2.3 Exercícios para pensar

1) Dois solos apresentam o mesmo diâmetro médio (D_{50}) de partículas, um com distribuição granulométrica uniforme e o outro com granulometria bem distribuída. Qual

dos dois espera-se que apresente maior fator de tortuosidade, e qual deles maior razão entre as dispersividades (α_L/α_T)? Em qual dos dois solos deve ser esperado um avanço mais rápido do contaminante em solução, considerando-se apenas os aspectos físicos e a mesma porosidade total?

2) A secagem do solo pode ser uma alternativa de contenção de contaminantes em um estrato de solo não saturado? Analise o efeito da secagem sobre os parâmetros envolvidos no transporte do soluto através do solo, admitindo-se o meio rígido.

3) No caso de solos com teor significativo de argila, o processo de secagem pode induzir a abertura de trincas e fissuras. O que pode ocorrer, nesse caso, em relação ao avanço da frente de contaminação?

3. CONTAMINANTES ORGÂNICOS

3.1 Contaminantes orgânicos mais frequentes

Os compostos orgânicos, por definição, são aqueles que possuem carbono e, usualmente, hidrogênio e oxigênio como os principais elementos da cadeia estrutural. O carbono é o elemento chave, mas alguns compostos são considerados exceção nessa classificação, como o dióxido de carbono (CO_2), os bicarbonatos (HCO_3^-), o ácido carbônico (H_2CO_3) e os carbonatos (CO_3^{2-}), que são inorgânicos.

O carbono é um elemento com propriedades peculiares que permitem uma diversidade de ligações e de formação de compostos: i) cada átomo permite quatro ligações covalentes e até três ligações com elementos diferentes; ii) pode ligar-se a elementos eletropositivos ou eletronegativos (vide Tabela 1); iii) permite arranjos diversos e apresenta isomeria de posição (compostos de mesma fórmula química mas com arranjos distintos têm propriedades distintas); iv) as estruturas formadas podem se estender indefinidamente (estruturas em cadeia, estruturas cíclicas). Os compostos orgânicos podem ter origem natural (óleos vegetais, óleos e gorduras animais, açúcares, etc.), ser produzidos por fermentação (álcoois, antibióticos, ácidos orgânicos, etc.) ou ainda sinteticamente. Hoje já são conhecidos mais de 1 milhão de compostos, e é impossível pensar em uma sociedade sem as substâncias orgânicas manufaturadas, como os plásticos em geral.

Em linhas gerais, os compostos orgânicos podem ser divididos em alifáticos (estrutura em cadeia linear ou cíclica), aromáticos (estrutura cíclica em forma de anel onde cada C tem apenas uma ligação covalente disponível) ou ainda os heterocíclicos (que também apresentam estrutura em forma de anel, mas com um elemento diferente do carbono como parte desse anel, sendo O e N os mais usuais). Serão ressaltados os grupos de maior interesse em problemas de contaminação de solos, sem a preocupação em seguir a organização química em grupos funcionais.

3.1.1 Hidrocarbonetos de petróleo

Os hidrocarbonetos são compostos de carbono e hidrogênio. Existem hidrocarbonetos alifáticos e aromáticos, e o maior interesse prático se relaciona aos hidrocarbonetos

de petróleo. Destes, a série do benzeno tem particular interesse porque está presente nas misturas que constituem os combustíveis, como a gasolina e o óleo diesel. São compostos aromáticos, sendo o benzeno o mais simples, e os demais são tolueno, xilenos (o-xileno, m-xileno, p-xileno) e etilbenzeno. Essa série é conhecida como o grupo BTEX.

Outro grupo bastante frequente em problemas de contaminação de solos e sedimentos é dos hidrocarbonetos poliaromáticos (HPA), que é, normalmente, listado como uma série de 10 compostos em padrões ambientais de controle de qualidade de águas e solos: antraceno, benzo(a)antraceno, benzo(k)fluoranteno, benzo(g,h,i)perileno, benzo(a)pireno, criseno, dibenzo(a,h)antraceno, fenantreno, indeno(1,2,3-c,d)pireno, e naftaleno. Tais compostos ocorrem, em geral, em processos de combustão, não apenas na queima de combustíveis, mas também em incêndios e erupções vulcânicas.

3.1.2 Compostos organoclorados e organofosforados

Vários compostos orgânicos apresentam o elemento cloro em diferentes ligações, dando origem a grupos distintos, a maioria de elevada toxicidade e persistência no solo, constituindo um problema ambiental relevante. Exemplos são: a série de benzenos clorados; os etenos clorados, em particular o cloreto de vinila, os dicloroetenos (1,1; 1,2-cis; 1,2-trans), o tricloroetano (TCE) e o tetracloroetano ou percloroetileno (PCE); e as bifenilas policloradas (PCBs), cuja utilização em vários produtos industriais (como óleo para transformadores, plastificantes, etc.) foi proibida em vários países, inclusive no Brasil.

Pesticidas organoclorados resultam, com frequência, em problemas ambientais graves, e o mais conhecido é o DDT (diclorodifeniltricloroetano) e seus produtos de degradação DDD, DDE e DDA, e os isômeros HCH (hexaclorociclohexano). Pesticidas organofosforados também são altamente tóxicos (Malathion, Methylparathion e outros).

Muitos compostos organoclorados são altamente voláteis e constituem sobretudo poluentes atmosféricos, e, no solo, migram através da fase gasosa nos estratos não saturados.

3.1.3 Compostos orgânicos nitrogenados

Nos pesticidas, os compostos orgânicos nitrogenados constituem o grupo dos carbamatos, mas o grupo de compostos nitrogenados mais conhecido é o dos compostos nitro aromáticos, 2,4,6-Trinitrotolueno (TNT) e nitroaminas (RDX e HMX), frequentes em sítios de atividades militares.

3.1.4 Classificação como NAPL

Muitos dos compostos orgânicos possuem solubilidade em água muito baixa, e alguns podem ser considerados imiscíveis. Como o solo sempre apresenta um conteúdo de água, e esta tem preferência no contato com a superfície das partículas sólidas, essa propriedade tem um papel determinante no comportamento dos compostos em relação ao avanço e à interação com os solos. Os compostos orgânicos líquidos que podem ser con-

siderados imiscíveis são denominados NAPLs, ou seja, *nonaqueous phase liquids*. Dentro desse grupo, os compostos que apresentam densidade maior do que a da água são denominados DNAPLs (*dense nonaqueous phase liquids*) e aqueles com densidade menor do que a da água, LNAPLs (*light nonaqueous phase liquids*).

3.2 Propriedades relevantes e mecanismos de transporte em subsuperfície

Os contaminantes orgânicos podem existir no meio poroso em quatro fases distintas, a saber: livre (líquida imiscível), dissolvida na fase aquosa, adsorvida às partículas de solo e gasosa. A fase livre pode ser dividida ainda em uma fase livre propriamente dita, considerada móvel, e uma fase livre residual, considerada imóvel, que é a fração aprisionada em alguns locais da massa de solo devido à relação entre o tamanho das moléculas e o tamanho dos poros e também à presença de água que os líquidos orgânicos não conseguem deslocar em alguns desses poros. O avanço dos compostos orgânicos através da zona não saturada envolve os mecanismos de advecção, dispersão e difusão nas fases aquosa e gasosa do solo, além do movimento da fase livre por ação da gravidade ou por gradientes de pressão e de concentração e que requer o deslocamento da água e do ar dos vazios que atravessa. A Figura 6 ilustra os mecanismos envolvidos, que incluem os processos de dissolução do composto na fase aquosa e de volatilização na fase gasosa. Cada composto orgânico apresenta uma relação de equilíbrio entre as frações nas três fases, que depende de parâmetros ambientais, como temperatura e pressão.

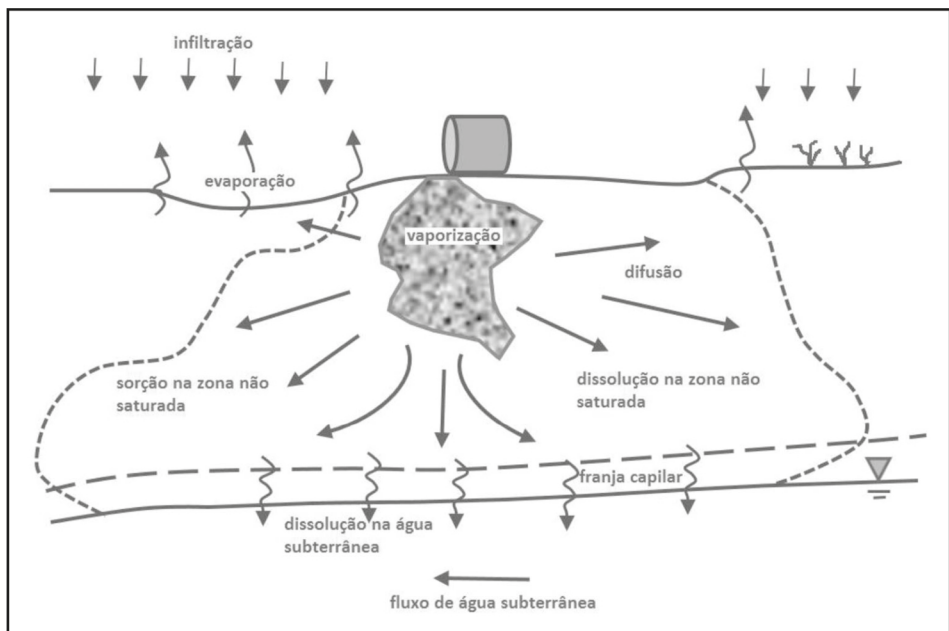


Figura 6 – Mecanismos de transporte do contaminante orgânico na zona não saturada

À medida que o contaminante migra através da zona não saturada e alcança a porção saturada do solo, ocorre uma interação entre esse contaminante e os constituintes do solo (sólidos, água e ar). Tal processo de interação implica mudanças de todos os agentes envolvidos (solo, ar e água presentes nos vazios, e contaminante) em relação às suas condições iniciais. Esses mecanismos de interação podem ser de natureza físico-química e/ou biológica e levam à transferência de massa das suas diversas fases (residual, livre, dissolvida, adsorvida, etc.) entre os constituintes do solo.

As propriedades mais relevantes dos compostos orgânicos que governam o seu transporte e as interações ao longo da trajetória são peso molecular e densidade, viscosidade, solubilidade em água, pressão de vapor, constante de Henry e densidade de vapor. A constante de Henry representa a proporcionalidade entre a pressão de vapor de um soluto na fase gasosa acima da solução e a concentração na solução aquosa. Além dessas, para as interações com o solo, são ainda importantes a polaridade e a constante dielétrica do composto orgânico e o grau de biodegradabilidade.

Os compostos orgânicos de média à alta solubilidade em água devem avançar como solutos, a menos da fração volátil, quando for o caso, que irá avançar através da fase gasosa do solo. Para esse tipo de composto, as fases livre e residual são pequenas ou inexistentes. Esses compostos podem ter seu transporte através da água do solo analisado pela formulação apresentada para os solutos inorgânicos. Por outro lado, a sua solubilidade na água do solo facilita o contato com as partículas sólidas e os efeitos dessa proximidade sobre a estrutura do solo, como pode ser explicado na teoria da dupla camada de Gouy-Chapman pelo efeito da diminuição da constante dielétrica sobre o arranjo das partículas coloidais de argila (causando a floculação).

Os compostos orgânicos do tipo NAPL, por outro lado, apresentam todas as frações citadas, com presença significativa de fase livre e fase residual. Os DNAPLs terão sua trajetória dominada pela ação da gravidade e atravessam verticalmente tanto a zona não saturada quanto o aquífero. Os LNAPLs, por sua vez, têm sua trajetória vertical através da zona não saturada interrompida pela superfície freática, onde formam uma camada de fase livre sobrenadante.

3.3 Fluxo multifásico de água, ar e NAPL

O movimento de líquidos imiscíveis na água nas zonas vadosa e saturada envolve os diversos processos anteriormente mencionados e é afetado por diversos fatores, tais como o volume do vazamento e as propriedades do contaminante e do meio poroso. O conceito de escoamento multifásico aplica-se quando mais de uma fase está escoando simultaneamente. A complexidade para descrever esse escoamento parte não somente da quantidade de equações que devem ser resolvidas simultaneamente, mas do acoplamento existente entre as fases.

O transporte multifásico em um meio poroso possui certas particularidades. Dentre as características mais distintas desse tipo de escoamento, pode-se citar a ocorrência de fluxos preferenciais, em que cada fase escoar com uma velocidade distinta das demais. A descrição matemática desse escoamento para múltiplas fases (p) é, geralmente, realizada a partir da forma ge-

neralizada da Equação de Darcy, apresentada na Equação (20), em termos de carga hidráulica equivalente, assumindo-se que é válida em todos os instantes (Parker, 1989).

$$q_{pi} = -\frac{k_p k_{swij}}{\mu_p} \left(\frac{\partial h_p}{\partial x_j} + \rho_p e_j \right) \quad (\text{Eq. 20})$$

em que:

i, j = índices de direção ($i, j=1,2,3$), com valores repetidos indicando a notação de soma de tensor

p = índice de fase

q_{pi} = vazão volumétrica da fase p na direção i [$L^3 L^{-2} T^{-1} = LT^{-1}$]

k_p = permeabilidade relativa do solo à fase p [-]. Essa permeabilidade pode variar de 0 (quando a fase p não está presente) a 1 (quando o meio é saturado com a fase p)

$k_{swij} = K_{ij} \rho_w g / \mu_w$ = condutividade hidráulica saturada do solo [LT^{-1}]

K_{ij} = permeabilidade intrínseca do solo [L^2]

ρ_w = massa específica da água [ML^{-3}]

g = aceleração da gravidade [LT^{-2}]

μ_w = viscosidade absoluta da água [$ML^{-1}T^{-1}$] \equiv [FTL^{-2}]

$\mu_p = \mu_p / \mu_w$ = viscosidade relativa da fase p [-]

$h_p = P_p / g \rho_w$ = carga de pressão equivalente para a fase p [L]

P_p = pressão absoluta na fase p [$ML^{-1}T^{-2}$] \equiv [FL^{-2}]

$\rho_p = \rho_p / \rho_w$ = densidade relativa da fase p [-]

$e_j = \partial Z / \partial x_j$ = componente j de um vetor unitário gravitacional, onde Z é a elevação [-]

Segundo Parker (1989), essa equação é empírica e envolve várias premissas implícitas, destacando-se: (i) o fluxo de cada fase p não é diretamente afetado pelos gradientes de pressão das outras fases; (ii) validade do conceito da permeabilidade intrínseca como único parâmetro para separar a dependência do fluxo em relação às propriedades do fluido e às características do meio poroso. A primeira hipótese não é necessariamente verdadeira, mas pode ser considerada válida se as zonas de deslizamento (pela diferença entre os escoamentos) nas interfaces das fases forem finas quando comparadas à espessura total das fases. A segunda hipótese é verdadeira se o solo não apresentar alterações físicas (mudança estrutural, variação volumétrica por expansão ou compressão) em resposta à passagem do fluido. Sabe-se, no entanto, que essas alterações ocorrem frequentemente, sobretudo em solos argilosos.

Analisando-se a Equação (20), é possível perceber que o escoamento de cada fase p é função de gradientes negativos de pressão e de gravidade, de forma inversamente proporcional à sua viscosidade e diretamente proporcional à sua permeabilidade relativa. O escoamento depende, portanto, tanto do grau de saturação da fase quanto da capilaridade, uma vez que a permeabilidade relativa reflete a capacidade de um fluido se mover no espaço poroso parcialmente ocupado por outros fluidos.

O grau de saturação em fluxo multifásico é definido pelas relações (21) a seguir, como saturação líquida total (S_t) e saturação de cada fase (S_l, S_o, S_g):

$$S_t + S_g = 1 \quad (\text{Eq. 21a})$$

$$S_t = S_l + S_o \quad (\text{Eq. 21b})$$

$$S_l = \frac{V_l}{V_v} \quad S_o = \frac{V_o}{V_v} \quad S_g = \frac{V_g}{V_v} \quad (\text{Eq. 21c})$$

em que: l é a fase aquosa; o é a fase NAPL (óleo); g é a fase gasosa.

Assim, para se modelar um sistema multifásico, deve-se aplicar a equação da conservação de massa para cada fase, valendo-se do princípio de que a variação de massa dentro de uma fase deve corresponder à diferença da massa que entra e sai do sistema, além de uma transferência de massa que pode ocorrer entre as fases. Assumindo uma condição de incompressibilidade tanto para os fluidos quanto para o meio poroso, Parker (1989) propôs essa conservação de massa no formato apresentado na Equação (22).

$$n_e \left(\frac{\partial \rho_p S_p}{\partial t} \right) = - \left(\frac{\partial \rho_p q_{pi}}{\partial x_i} \right) + \gamma_p \quad (\text{Eq. 22})$$

em que:

n_e = porosidade efetiva [-]

t = tempo [T]

ρ_p = densidade da fase p [ML⁻³]

S_p = saturação da fase p [-]

γ_p = termo fonte que descreve a transferência de massa entre as fases p [ML⁻³T⁻¹]

Substituindo-se a Equação (20) na Equação (22) e desenvolvendo para cada fase, chega-se a um conjunto de equações diferenciais governantes para a fase NAPL, a fase dissolvida e a fase vapor, representadas, de forma geral, na Equação (23). É importante notar que a solução da equação de cada fase é dependente da resolução das demais, uma vez que existe a interdependência entre as saturações residuais, que, por sua vez, são funções da permeabilidade relativa e da capilaridade.

$$n_e \left(\frac{\partial \rho_p S_p}{\partial t} \right) = \frac{\partial}{\partial x_i} \left(\frac{\rho_p k_{rp} k_{swij}}{\mu_{rp}} \right) \left[\frac{\partial h_p}{\partial x_j} + \rho_{rp} e_j \right] + \gamma_p \quad (\text{Eq. 23})$$

Observações importantes:

1) A separação entre fases aquosa, oleosa e gasosa não significa que o NAPL está presente apenas na fase oleosa. De fato, como comentado anteriormente, ele está presente nas três fases, e as propriedades da fase aquosa e da fase gasosa dependem da sua composição química, ou seja, das frações dos compostos orgânicos que estão presentes em cada uma delas. Isso requer o conhecimento das equações de estado e relações constitutivas para cada fase, isto é, como variam a densidade, a viscosidade, e a permeabilidade relativa de cada fase com a variação da pressão e da composição (dados os processos de transferência de massa entre as fases), admitindo condição isotérmica.

2) O sistema de equações representado na forma geral da Equação (23) corresponde à modelagem do escoamento das três fases. Para analisar o transporte de um determinado composto presente nas fases aquosa e gasosa, os modelos tratam o problema da mesma forma como foi mostrado para o transporte de solutos inorgânicos, inserindo-se os mecanismos de dispersão e difusão. Trata-se, portanto, de uma modelagem muito complexa, que requer, necessariamente, métodos numéricos para a resolução (exemplos: Mattos de Sousa *et al.*, 2016b; Bortoni *et al.*, 2019; Alfaro Soto *et al.*, 2019).

3) Dada a complexidade do processo e da interdependência entre as fases, é extremamente difícil estabelecer procedimentos de ensaio para sistemas trifásicos em laboratório na forma como é feito para o transporte de solutos inorgânicos. Por esse motivo, os modelos teóricos são escritos em função das propriedades da água, do ar e do NAPL, e das relações constitutivas dos sistemas trifásicos como extensão das relações para os sistemas bifásicos ar-água, ar-óleo e água-óleo. Em capítulos anteriores, foram apresentadas as relações para o par ar-água.

3.3.1 Molhabilidade e tensões interfaciais

O conceito de molhabilidade já foi explicado para os dois fluidos, água e ar, em que a água é o fluido molhante nos poros do solo em relação ao ar, ocupando os poros menores, enquanto o ar ocupa os maiores. No caso de sistemas trifásicos, é assumido, convencionalmente, que a molhabilidade segue uma sequência bem definida de água, óleo e ar (do mais molhante para o menos molhante). Dessa forma, a água ocupa os vazios menores e está em contato com a superfície das partículas sólidas; o óleo ocupa os vazios em contato imediato com a água, e o ar ocupa o espaço remanescente em contato com o óleo (Figura 7).

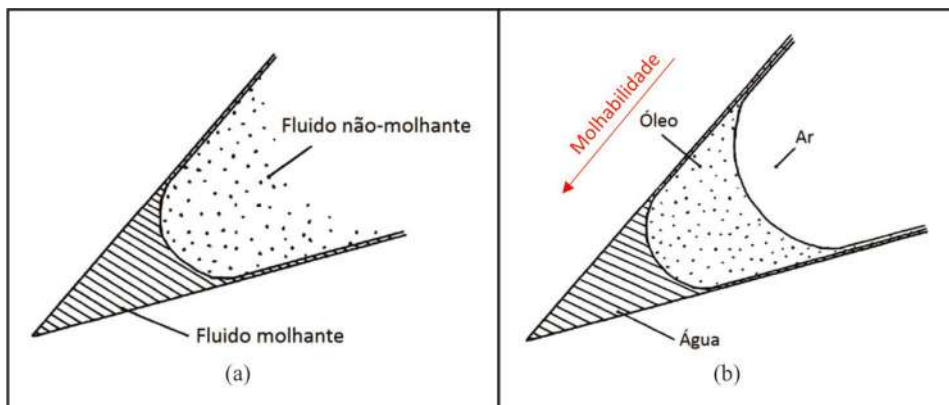


Figura 7 – Seção transversal idealizada dos vazios do solo:
(a) sistema bifásico e (b) sistema trifásico (adaptado de Parker, 1989)

A molhabilidade possui uma relação de dependência com as tensões interfaciais entre os fluidos. A tensão interfacial é expressa como força $[MLT^{-2}]$ por unidade de com-

primento [L] e refere-se ao trabalho necessário para separar uma área unitária de duas substâncias. No caso da interface entre dois líquidos imiscíveis ou aproximadamente imiscíveis, chama-se tensão interfacial líquida. A tensão interfacial líquida é diretamente relacionada à pressão capilar na interface NAPL-água, e é um fator que controla a molhabilidade.

A tensão interfacial entre um líquido e o seu vapor é chamada de tensão superficial, e é responsável pelos efeitos capilares. A magnitude da tensão interfacial líquida é sempre menor do que a maior das tensões superficiais para os líquidos puros. Em geral, as tensões interfaciais decrescem com o aumento da temperatura e podem ser afetadas por variações no pH, presença de agentes tensoativos e gases na solução. Valores de tensões interfaciais e de superfície, para NAPL e químicos orgânicos, podem ser encontrados em Mercer e Cohen (1990) e Poling *et al.* (2001).

3.3.2 Relações constitutivas k-S-P em sistemas trifásicos

Relações constitutivas típicas para sistemas multifásicos consistem em relações entre permeabilidade, grau de saturação e pressão (k-S-P), em transferência de massa entre as fases e em reações químicas envolvendo o soluto presente na mistura trifásica (Miller *et al.*, 1998). Os processos de transferência de massa entre as fases e as reações químicas envolvendo o contaminante orgânico são assuntos de extensa bibliografia e são resumidamente apresentados mais adiante. As relações k-S-P dependem fortemente da estrutura dos poros, do meio e das características dos fluidos e têm sido objeto de extensa pesquisa. Uma revisão interessante sobre o assunto é apresentada no Capítulo 7 de Dane e Topp (2002), pelos autores R. J. Lenhard, M. Oostrom e J. H. Dane.

A dificuldade de medir essas relações k-S-P em sistemas trifásicos justifica o uso de modelos que possam prever essas relações. Desde a primeira metade do século passado, com os estudos realizados por Leverett (1941), essas relações em sistemas trifásicos têm sido estudadas e foram inicialmente estimadas a partir de medidas realizadas em sistemas bifásicos. De acordo com Miller *et al.* (1998), a modelagem dessas relações k-S-P pode ser subdividida em três componentes, a saber: saturação-pressão capilar (S-P), permeabilidade-saturação (k-S) e modelos que consideram os efeitos da histerese, isto é, comportamento dependente do histórico de saturação.

A teoria da extensão das relações constitutivas S-P do sistema bifásico água-ar para o sistema trifásico água-óleo-ar considera a sequência de molhabilidade mostrada na Figura 7 (b). Segundo Leverett (1941) e, posteriormente, Parker *et al.* (1987) e Lenhard e Parker (1987b), a saturação aquosa (S_i) depende apenas da diferença de pressão entre as fases aquosa e oleosa, e a saturação líquida total (S_l) depende apenas da diferença de pressão entre as fases oleosa e gasosa, conforme definições nas Equações (21). Assim, é possível trabalhar com pares de fluidos em sistemas bifásicos (água-óleo; óleo-ar) a partir da relação constitutiva água-ar para o solo de interesse e se conhecidas as tensões interfaciais entre cada par de fluidos. A Figura 8 apresenta exemplos de curvas de retenção obtidas para os sistemas bifásicos ar-água, óleo-água e ar-óleo, e a curva obtida a partir da aplicação da teoria da extensão.

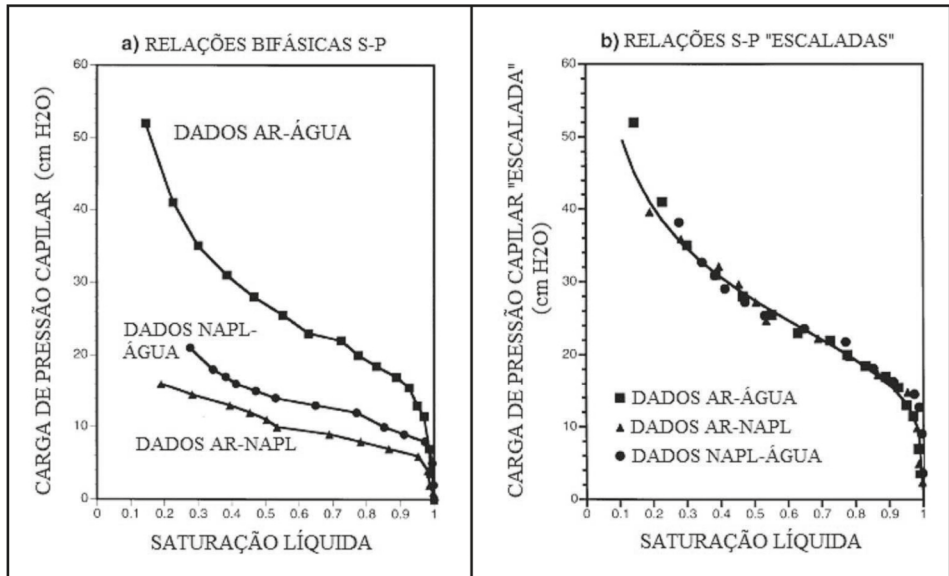


Figura 8 – Exemplos de curvas características obtidas: (a) para sistemas bifásicos ar-água, óleo-água e óleo-ar, e (b) curva “escalada” utilizando a teoria da extensão (Fonte: R. J. Lenhard, M. Oostrom e J. H. Dane, Capítulo 7 de Dane e Topp, 2002)

A permeabilidade relativa é um coeficiente que reflete a capacidade de um fluido se mover através dos espaços vazios de um meio poroso, que é parcialmente ocupado por outro(s) fluido(s). Quando um fluido de fase p preenche completamente os espaços vazios interconectados, a permeabilidade relativa para essa fase p é 1; e quando a fase p não está presente (ou seja, os poros contendo a fase p não são interconectados), a permeabilidade relativa para essa fase p é 0. Portanto, a permeabilidade relativa é uma função da saturação, $k_{rp}(S_p)$, e, como a saturação depende da pressão, então, a permeabilidade relativa também é uma função da pressão ou da altura capilar, $k_{rp}(h_c)$.

Existem diversos modelos empíricos representativos da relação k - S para sistemas trifásicos, tais como as formas modificadas dos modelos de Mualem (1976) e Burdine (1953). Esses modelos são geralmente usados de forma integrada com os modelos desenvolvidos a partir das relações S - P .

Algumas dessas funções consideram os efeitos da histerese, relacionados ao histórico de saturação do solo e à direção de saturação (por exemplo, umedecimento ou secagem). Esses efeitos podem ser atribuídos às irregularidades na geometria dos poros, ao aprisionamento do fluido não molhante e a outros fenômenos (Parker, 1989), e devem ser levados em consideração, principalmente, nos modelos que representem o aprisionamento do LNAPL no solo durante a flutuação do nível d'água. O aprisionamento do fluido não molhante afeta a permeabilidade aquosa pelo deslocamento da água para os poros maiores. Kaluarachchi e Parker (1992) apresentam uma teoria simplificada para a consideração do aprisionamento do NAPL na fase aquosa.

Na prática, é difícil mensurar a histerese devido às incertezas associadas ao histórico de saturação do solo e à possibilidade da presença de solos parcialmente hidrofóbicos na subsuperfície, em que, em algumas zonas, o fluido molhante é a água e, em outras, é o óleo (Parker & Lenhard, 1987; Lenhard & Parker, 1987). Para sistemas bifásicos em que a fase molhante possui maior importância, os efeitos de histerese podem ser descartados. Contudo, para sistemas nos quais a fase não molhante é a de maior interesse, como nos modelos trifásicos com presença de óleo, essa desconsideração pode comprometer os resultados. No trabalho realizado por Lenhard (1992), foi observado que, se os efeitos da histerese não forem considerados nos modelos para estimar a distribuição da saturação do fluido em subsuperfície, antes e depois da contaminação por NAPL, o erro resultante na saturação do fluido pode ser equivalente a 50% do volume de poros. Erros dessa magnitude podem afetar significativamente a previsão das permeabilidades e, conseqüentemente, o modelo que prevê o escoamento do fluido.

Contudo, geralmente, as funções que consideram os efeitos de histerese são numericamente complexas, demandando mais recursos computacionais (tempo e memória) para a execução do que os modelos que não consideram esses efeitos. É usual utilizar modelos que não consideram os efeitos da histerese ou modelos simplificados de histerese, como o modelo de Kaluarachchi e Parker (1992).

3.3.3 Processos de transferência de massa e reações químicas

Os principais processos de transferência de massa entre fases para NAPLs são a solubilização (transferência para a fase aquosa), a volatilização (transferência para a fase gasosa) e a sorção (transferência para a fase sólida). Como os NAPLs são hidrofóbicos, mas têm afinidade por outros compostos orgânicos, como as gorduras, a adsorção se dá, preferencialmente, pela matéria orgânica do solo em relação aos minerais.

As principais reações na zona não saturada são as de oxirredução, devido à presença de oxigênio, e a biodegradação.

3.3.4 Distribuição do NAPL no perfil de solo

A distribuição do NAPL em subsuperfície é função das propriedades do contaminante, das pressões de ar e da água, e da distribuição de poros do meio. Além dos diferentes comportamentos associados aos tipos de solo, a principal diferenciação na distribuição ocorre em função da densidade do contaminante (maior ou menor do que a da água, LNAPL e DNAPL, respectivamente). A Figura 9 ilustra a distribuição dos elementos óleo, água e ar nos vazios do solo quando o contaminante é (a) um LNAPL e (b) um DNAPL.

Uma questão de interesse prático é a determinação do volume específico de LNAPL (volume de óleo por unidade de área) da fase livre móvel (Figura 9a) com base nas espessuras de NAPL medidas nos poços de monitoramento. Dentro do poço, não existe solo, nem ar nem água misturados à fase oleosa, diferente do que ocorre no perfil mostrado na Figura 9(a). Existem alguns modelos teóricos, como o proposto por Lenhard e Parker (1990), e Matos de Souza *et al.* (2016a), que discutem o problema e apresentam um algoritmo para o cálculo com base nesse modelo. O trabalho mostra que os parâmetros do solo

(porosidade, massa específica aparente seca, distribuição dos poros e relação (S-P) para o sistema bifásico ar-água) têm maior influência sobre os resultados do que os parâmetros que caracterizam o óleo. Alfaro Soto *et al.* (2019) discutem o fenômeno para os solos com distribuição bimodal de poros, como os solos tropicais com formação de agregados.

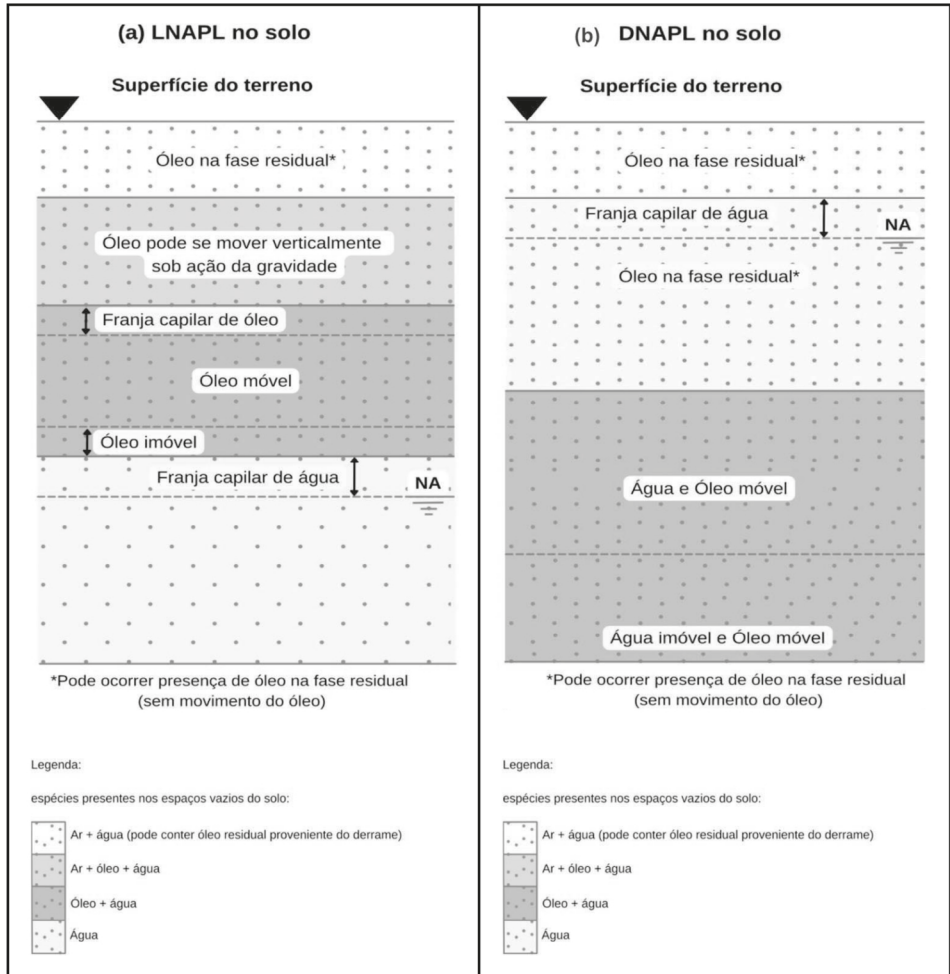


Figura 9 – Distribuição diferenciada do NAPL em subsuperfície para (a) LNAPL e (b) DNAPL

3.4 Interação entre o solo e os compostos orgânicos

A água é o líquido de maior constante dielétrica ($\epsilon = 80$), e qualquer líquido orgânico apresenta um valor significativamente menor. Os líquidos orgânicos podem ser divididos

em dois grandes grupos: $\varepsilon = 20-35$ (como os álcoois) e $\varepsilon = 2-3$ (como os aromáticos). Fernandez e Quigley (1985) apresentam um estudo do efeito da percolação de vários líquidos orgânicos puros em um mesmo solo e seu efeito sobre a permeabilidade ao fluido e a permeabilidade intrínseca. O efeito sobre a permeabilidade intrínseca do solo é explicado pela teoria da dupla camada. Eles mostram também que líquidos polares conseguem deslocar a água dos poros, enquanto líquidos não polares só conseguem deslocar outros líquidos orgânicos e não a água.

Em trabalho posterior, Fernandez e Quigley (1988) mostram que, no caso de compostos orgânicos solúveis em água, o efeito sobre a estrutura do solo só ocorre a partir de um nível de concentração que varia com o composto (50% - 70%). Usando o parâmetro da permeabilidade intrínseca, os autores conseguem separar o efeito da viscosidade do líquido percolante sobre a condutividade hidráulica do efeito da constante dielétrica sobre a estrutura do solo. O efeito do líquido orgânico sobre a estrutura se reflete tanto na condutividade hidráulica quanto na permeabilidade intrínseca (aumento em 2 ordens de grandeza). Já o efeito da viscosidade (assim como da densidade) se reflete na condutividade hidráulica, mas não na permeabilidade intrínseca do solo.

3.5 Exemplos de observações experimentais

No Brasil, podem ser destacados alguns esforços na elaboração de modelos experimentais com o intuito de determinar parâmetros de sistemas multifásicos. Cardoso *et al.* (2012), por exemplo, apresentam a determinação da curva característica para sistemas bifásicos, combinando água, ar e óleo a partir de um equipamento construído em laboratório.

A permeabilidade efetiva (permeabilidade do solo para uma determinada fase p quando a saturação do solo a essa fase é menor do que 100%) foi o parâmetro de interesse no trabalho realizado por Cardoso *et al.* (2011). Nesse estudo, a permeabilidade efetiva de fluidos imiscíveis foi determinada experimentalmente para três tipos de solos de formações características da região Nordeste do Brasil para sistemas bifásicos óleo-água, utilizando-se diversos teores de saturação à água (fluido molhante). O cálculo para a obtenção da permeabilidade efetiva ao diesel foi realizado por meio das relações de permeabilidade efetiva, relativa e intrínseca e aplicando-se a Lei de Darcy na forma generalizada para sistemas multifásicos (Equação 20). A permeabilidade efetiva ao diesel foi crescente com a saturação na fase oleosa até um limite de 60% e, a partir daí, apresentou decréscimo. Uma das explicações apresentadas pelos autores é que, para saturações menores em óleo, a água (molhante) domina os poros menores, e o atrito no escoamento do diesel se dá entre os fluidos água e óleo. Quando a saturação em óleo passa de 60% a 70%, o atrito no escoamento passa a ocorrer, em grande parte, entre o óleo e as partículas sólidas. Existe uma dificuldade adicional de interpretação devido ao fato observado de que, a partir desse nível de saturação, o diesel causou floculação dos solos, alterando a porosidade e, conseqüentemente, a permeabilidade intrínseca. Esses resultados corroboram as observações feitas por Fernandez e Quigley (1988) para soluções orgânicas.

Outro trabalho experimental foi realizado por Sousa *et al.* (2012) para estudar o transporte do NAPL na zona não saturada. Para tal, foi construído um canal 2D instru-

mentado em laboratório para verificar, a partir de ensaios de infiltração, o comportamento do avanço da frente molhante (água ou diesel) na zona vadosa do canal. Os resultados obtidos mostram a diferença na mobilidade e no espalhamento do NAPL e da água quando infiltrados no solo. O diesel apresentou maior espalhamento lateral, porém, menor alcance em profundidade do que a água para os mesmos tempos de observação.

Farias *et al.* (2009) realizaram estudos de sorção de benzeno por um solo laterítico com apenas 0,41% de matéria orgânica e por um solo hidromórfico do horizonte A do perfil, com 5,44% de matéria orgânica. A retenção foi maior no solo laterítico, ao contrário do esperado, e os autores apontam algumas possíveis causas para esse comportamento, como o papel dos óxidos de Fe e Al presentes no solo laterítico, tanto na adsorção quanto na retenção física do benzeno nos microporos.

3.6 Exercícios para pensar

1) Como se explica a formação de bolsões localizados do contaminante na zona não saturada do solo quando ocorrem vazamentos de compostos orgânicos do tipo NAPL na superfície?

2) Nos casos de contaminação por LNAPLs, as agências ambientais fazem restrição a medidas de remediação que provoquem a subida da superfície freática no local. Qual o risco temido pelas agências? O mesmo risco existe para compostos do tipo DNAPLs?

3) A gasolina é considerada um NAPL, embora alguns compostos presentes sejam parcialmente solúveis em água. No Brasil, a gasolina comum contém 27% de etanol anidro na sua composição. O etanol é totalmente miscível em água e capaz de solubilizar os demais compostos. O que deve mudar na sequência de molhabilidade da Figura 7 e no padrão de avanço da contaminação através do solo?

4) O diesel ($\rho = 0,85 \text{ g/cm}^3$, insolúvel em água) apresentou maior espalhamento lateral e menor aprofundamento do que a água nos experimentos de infiltração realizados por Sousa *et al.* (2012). Qual o comportamento esperado para o TCE, com densidade de $1,46 \text{ g/cm}^3$ e solubilidade de $1,280 \text{ g/L}$ em água?

4. FLUXO DE GASES

4.1 Aspectos teóricos do fluxo advectivo de gases

A percolação de gases e líquidos no solo está diretamente associada às propriedades de cada fluido. Em geral, as propriedades de fluidos gasosos são bem distintas dos líquidos. Uma das principais diferenças é a compressibilidade dos fluidos, que é um parâmetro fundamental para validação da Lei de Darcy. Os líquidos são fluidos incompressíveis, enquanto os gases são considerados compressíveis. Essa diferença leva a modificações na Lei de Darcy, formulada originalmente para fluidos incompressíveis, para validá-la também para o transporte de gases.

Outra propriedade de grande importância é a viscosidade. A permeabilidade do solo é altamente influenciada pela viscosidade do fluido percolante. Quanto maior for a viscosidade, mais difícil será a percolação desse fluido no solo e, conseqüentemente, menor

será a permeabilidade. Por esse motivo, a máxima permeabilidade do solo ao ar (k_a), determinada no solo seco ($S = 0\%$), deve ser maior do que a máxima permeabilidade do solo à água (k_w), obtida na saturação $S = 100\%$ (Fredlund & Rahardjo, 1993).

Além das diferenças citadas anteriormente, Ignatius (1999) relata o fenômeno do “deslizamento” do gás nas partículas do solo. Isso se deve a uma velocidade adicional que os gases apresentam junto às paredes sólidas, que no caso de líquidos é igual a zero. Esse efeito é significativo quando o comprimento médio de deslocamento das moléculas do gás (*mean-free path*) é de magnitude comparável ao diâmetro dos poros do solo. No caso limite em que esse comprimento médio das moléculas for muito maior que o diâmetro dos poros, tem-se o fluxo de Knudsen. Nessa situação, a viscosidade é desprezível, pois as moléculas do gás não mais colidirão umas com as outras, mas sim com a fração sólida do solo. O *mean-free path* das moléculas de gases situa-se na faixa de 0,01 a 0,1 μm (Dullien, 1992 citado por Ignatius, 1999). Alzaydi e Moore (1979), citados por Kamon *et al.* (2002), afirmam que a magnitude do fluxo de deslizamento ou molecular é muito pequeno se comparado com o fluxo viscoso, e que a Lei de Darcy fornece uma aproximação satisfatória do fluxo de gases até em solos com diâmetros dos poros menores, como as argilas.

A Lei de Darcy foi formulada para a percolação de fluidos viscosos e incompressíveis em um meio poroso saturado sob regime laminar. De acordo com essa Lei, a velocidade de percolação do fluido (velocidade de Darcy) é diretamente proporcional ao gradiente de pressão entre as extremidades do solo, sendo essa proporcionalidade representada pelo coeficiente de permeabilidade (k). Essa relação pode ainda ser representada em termos da permeabilidade intrínseca do solo de acordo com a seguinte equação:

$$K_{ia} = \frac{q \times \mu \times L}{\Delta P} \quad (\text{Eq. 24})$$

em que: K_{ia} = permeabilidade intrínseca para fluidos incompressíveis (m^2); q = velocidade de Darcy (m/s); μ = viscosidade dinâmica do fluido ($\text{Pa}\cdot\text{s}$); ΔP = gradiente de pressão ($P_e - P_s$); P_e = pressão de entrada da amostra (Pa); P_s = pressão de saída da amostra (Pa) e L = comprimento da amostra de solo (m).

Para o caso de fluidos compressíveis, como os gases, a velocidade de Darcy pode não ser mais proporcional ao gradiente de pressão devido ao fenômeno de expansão dos gases. Essa expansão depende dos níveis de pressão aplicados e aumenta à medida que o fluido for atingindo a extremidade de saída do solo (Ignatius, 1999). Dessa maneira, há um aumento no volume do gás no meio, fazendo aumentar sua velocidade de percolação e, conseqüentemente, eliminando a proporcionalidade entre q e ΔP , considerada na Lei de Darcy. Jucá e Maciel (1999) verificaram, por meio de ensaios laboratoriais em solos argilosos compactados, que essa proporcionalidade é válida para gradientes de pressão de até 120 kPa, conforme mostrado na Figura 10.

Bouazza e Vangpaisal (2000) observaram, também, a mesma linearidade para pressões diferenciais de até 80 kPa, aplicadas em um solo reforçado com geossintético. Por sua vez, Blight (1971) constatou, em vários tipos de solo, que a Lei de Darcy não se aplica a fluxo de gases sob pressões superiores a 200 kPa, sugerindo, para esses casos, o uso da Lei de Fick.

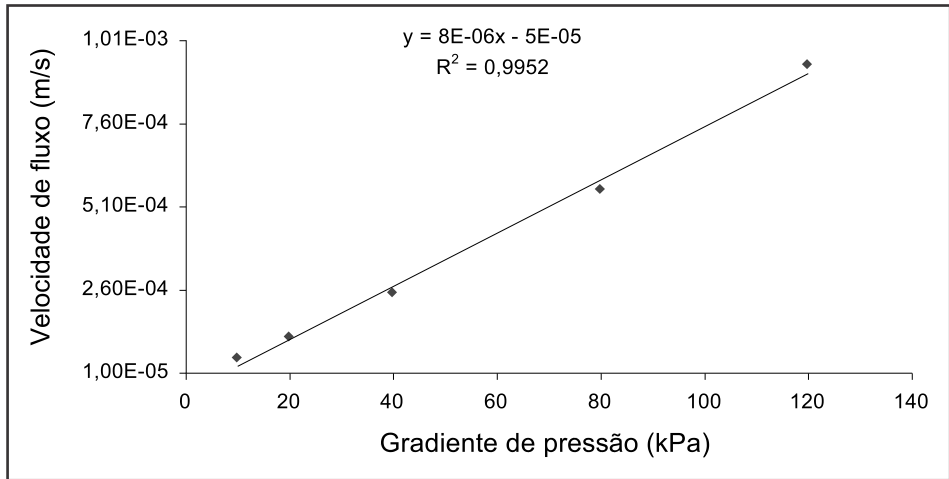


Figura 10 – Validação da Lei de Darcy para fluxo de gás (Jucá & Maciel, 1999)

Algumas modificações conceituais se fazem necessárias para ajustar essa nova condição de compressibilidade do fluido e validar a Lei de Darcy para todos os níveis de pressão. Ignatius (1999) mostra detalhadamente os passos necessários para a obtenção da formulação da Lei de Darcy para fluidos compressíveis. Algumas dessas considerações são: a expansão do gás provoca variação de volume durante sua percolação pelo solo; o fluxo em massa é constante; o fluxo é isotérmico e os gases obedecem à Lei dos Gases Ideais. A partir dessas considerações, Ignatius (1999) apresenta a expressão final para a permeabilidade intrínseca do solo considerando o fluido compressível (K_a), conforme a Equação (25):

$$K_a = \frac{2 \times \mu \times L \times P_s \times q}{(P_e^2 - P_s^2)} \quad (\text{Eq. 25})$$

De acordo com Langfelder *et al.* (1968), é possível verificar a influência da compressibilidade do gás por meio da relação numérica entre K_a e K_{ia} . Dividindo-se a Equação (25) pela Equação (24), obtém-se a seguinte expressão, em que $P_m = (P_e + P_s)/2$:

$$\frac{K_a}{K_{ia}} = 1 - \frac{\Delta P}{2P_m} \quad (\text{Eq. 26})$$

A Equação (26) mostra que a influência da compressibilidade do gás está associada não apenas ao gradiente de pressão, mas também à pressão média aplicada (P_m). Quanto maior for o gradiente de pressão aplicado ao solo, maior será a diferença entre K_a e K_{ia} , ou seja, maior será o efeito da compressibilidade do gás. No entanto, esse efeito pode ser diferente para um mesmo valor de ΔP desde que as pressões médias sejam distintas. Por exemplo, se P_s for alterada de 1 atm para 3 atm, mantendo-se fixo o valor de ΔP , o efeito da compressibilidade, visto pelo resultado da Equação (26), será menor na situação em que a pressão de saída for 3 atm.

No caso em que se deseja medir o fluxo do gás em massa, é conveniente reordenar a Equação (25), representando da seguinte forma:

$$J_a = \frac{K_a \times \rho_o \times (P_e^2 - P_s^2)}{2 \times L \times \mu \times P_s} \quad (\text{Eq. 27})$$

em que: J_a = fluxo advectivo do gás em massa ($\text{g}/\text{m}^2 \cdot \text{s}$); ρ_o = densidade do gás a uma dada pressão e temperatura (g/m^3).

4.2 Fluxo difusivo do gás

O transporte de gás por difusão ocorre devido à interação molecular. Quando o gás está mais concentrado em uma região, existe uma migração natural deste para a região de menor concentração por difusão. Dessa forma, o movimento das moléculas se dá em resposta tanto a gradientes de pressões parciais quanto a gradientes de concentração do gás.

No caso das camadas de cobertura dos aterros, além de gradientes de pressão, existem, também, gradientes de concentração, uma vez que a atmosfera funciona como um excelente agente dispersivo da contaminação. Assim, o transporte de gás no solo apresenta parcelas relativas à advecção e à difusão, sendo, portanto, um transporte advectivo-difusivo. Mitchell (1991) ressalta que, geralmente, a contribuição do transporte difusivo é bem menor que a parcela da advecção, no entanto, em casos em que o gradiente de pressão é nulo ou ainda quando o solo apresenta coeficiente de permeabilidade (k_w) inferior a 10^{-9} m/s, o transporte difusivo pode exceder o advectivo.

Em geral, a difusão está sempre associada ao fenômeno da dispersão mecânica do fluido, que seria a interferência entre o movimento do gás e as irregularidades internas da matriz do solo. Devido à dificuldade de distinção experimental, os dois fenômenos são combinados no chamado fluxo por dispersão hidrodinâmica, que seria a soma das parcelas de fluxo difusivo e dispersivo. Esse fluxo é dado pela seguinte expressão (*apud* Ignatius, 1999):

$$J_d = -\theta_a \times D_L \times \frac{\partial C}{\partial x} \quad (\text{Eq. 28})$$

em que: J_d = fluxo por dispersão hidrodinâmica ($\text{g}/\text{m}^2 \cdot \text{s}$); θ_a = conteúdo volumétrico de ar no solo; D_L = coeficiente de dispersão hidrodinâmica do gás no solo = $\alpha_L \cdot v + D_e$ (m^2/s); α_L = dispersividade dinâmica longitudinal (m); v = velocidade real média (m/s); D_e = coeficiente de difusão efetivo (m^2/s) e $\partial C/\partial x$ = gradiente de concentração no meio (g/m^4).

O coeficiente de difusão efetivo (D_e) está relacionado com o coeficiente de difusão livre e a tortuosidade do meio através da Equação (5), sendo que, nesse caso, D_o representa o coeficiente de difusão do gás no ar ou coeficiente de difusão livre a uma dada temperatura. De acordo com Kamon *et al.* (2002), a tortuosidade do meio pode ser calculada pela expressão de Millington e Quirk (Equação 12), mas usando-se o conteúdo de ar (θ_a) em vez de conteúdo de água (θ) no numerador. O conteúdo de ar pode ser calculado pela Equação (29):

$$\theta_a = n \times A = \frac{e \times (1 - S)}{1 + e} \quad (\text{Eq. 29})$$

em que: n = porosidade do solo; A = grau de aeração do solo; θ_a = conteúdo volumétrico de ar; e = índice de vazios do solo; S = grau de saturação do solo a água.

4.3 Fatores de influência no fluxo de gases em solos compactados

a) Umidade de compactação

A permeabilidade de solos compactados ao gás depende da relação umidade-densidade da curva de compactação do solo. A permeabilidade ao gás decresce lentamente com o aumento da umidade de compactação e densidade no ramo seco da curva de compactação. No entanto, quando a umidade se aproxima da ótima, a permeabilidade decresce rapidamente com pequenos incrementos de umidade (Langfelder *et al.*, 1968). De acordo com Langfelder *et al.* (1968), em vários tipos de solo, pode-se esperar que a permeabilidade ao ar já seja praticamente nula em torno da umidade ótima devido à oclusão do ar no solo. Outros resultados encontrados na literatura mostram consistência com o apresentado pelos autores. Marinho *et al.* (2001) observaram também decréscimo de três ordens de magnitude em k_a (10^{-4} para 10^{-7} m/s) em solos argilo-arenosos compactados 4% acima da umidade ótima. Kamon *et al.* (2002) verificaram o mesmo comportamento de queda no valor da permeabilidade com a umidade e ainda afirmam que o k_a não depende isoladamente da umidade de compactação, mas sim do grau de saturação na compactação, que é determinado tanto pela umidade quanto pela densidade seca, e da estrutura do solo compactado.

b) Estrutura do solo

A estrutura de solos argilosos compactados está diretamente relacionada com a energia e umidade de compactação, pois são fatores que determinam a forma de disposição das partículas no solo. Solos compactados no ramo seco da curva de compactação apresentam estruturas completamente distintas daqueles compactados após a umidade ótima. De forma geral, existe uma transição da disposição aleatória das partículas para a dispersa quando o solo passa do ramo seco para o úmido na curva de compactação. Segundo Langfelder *et al.* (1968), as permeabilidades ao ar nessas duas situações são diferentes, pois os vazios com ar não apresentam mesmo tamanho médio, arranjo e/ou distribuição na matriz do solo. De acordo com Mitchell *et al.* (1965), uma das maneiras de se determinar o efeito isolado da estrutura na permeabilidade é comparar os valores da permeabilidade em corpos de prova compactados com diferentes teores de umidade, mas com densidades secas constantes nas mesmas condições de ensaio. Barden e Sides (1970) observaram que a permeabilidade vertical máxima ao ar (solo seco) em amostras moldadas no ramo úmido da curva pode ser várias ordens de grandeza inferior àquelas compactadas no ramo seco, confirmando, assim, as alterações na estrutura do solo compactado antes e depois da umidade ótima.

c) Grau de saturação a água

Os vazios do solo não saturado são preenchidos por água e gases em diferentes proporções, dependendo do grau de saturação do solo (S). O aumento da saturação, acréscimo no volume de água nos poros, provoca uma diminuição na permeabilidade do solo ao

ar, tendo em vista que a quantidade e a continuidade dos poros aerados ficam reduzidas. Esse efeito é acentuado em solos com elevado grau de saturação, nos quais o estado do ar no solo deixa de ser contínuo para se tornar ocluso ou dissolvido na água. De acordo com Fredlund e Rahardjo (1993), Corey (1957) e Matyas (1967) observaram que o fluxo de ar em um solo não saturado, geralmente, torna-se descontínuo quando o grau de saturação se eleva para valores entre 85%-90%, e, para valores acima destes, o coeficiente k_a é aproximadamente igual a zero, com a passagem de ar se reduzindo apenas ao processo de difusão. Outros autores observaram esse comportamento para faixas de saturação de 70% a 95% dependendo do tipo de solo, umidade e energia de compactação (Langfelder *et al.*, 1968; Fleureau & Taibi, 1995). Jucá e Maciel (1999) e Marinho *et al.* (2001) verificaram esse rápido decréscimo da permeabilidade em um solo argilo-arenoso do Aterro da Muri-beca para saturação acima de 80%, conforme ilustrado na Figura 11.

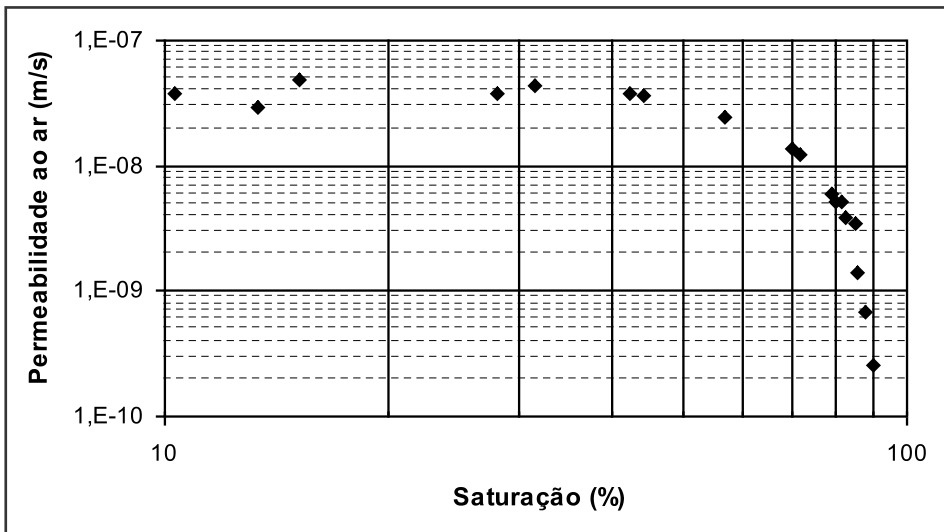


Figura 11 – Permeabilidade ao ar em função da saturação (Maciel e Jucá, 2000)

d) Sucção do solo

A sucção varia de acordo com a presença de água nos poros do solo, sendo alta na condição seca e decrescendo com o aumento da umidade ou saturação. Dessa forma, pode-se afirmar que o aumento da sucção do solo provoca acréscimo no valor da permeabilidade do solo ao ar. A curva característica de retenção de água é a relação sucção-umidade do solo e sua forma depende da geometria e do tamanho dos poros, bem como da composição mineralógica da fração fina. Solos argilosos apresentam curvas características de menor inclinação ou declividade, enquanto solos areno-siltosos apresentam curvas mais inclinadas ou verticalizadas, o que leva a um rápido decréscimo da sucção para pequenas variações de umidade.

A curva característica pode ser bastante útil também nas análises numéricas de fluxo de gases, uma vez que vários parâmetros podem ser obtidos, como o ponto de entrada

de ar (AEV). Nesse ponto, tem-se o valor da sucção ($u_a - u_w$) acima do qual o ar se faz presente na estrutura do solo. Se o solo for inicialmente saturado e posto na trajetória de secagem, primeiramente o ponto AEV é definido na curva e, ao continuar o processo de dessaturação do solo, pode-se estimar também o GAE (ponto de entrada de ar global), que corresponderá ao valor de umidade em que a fase ar torna-se contínua no solo, ou seja, quando ocorre uma mudança significativa no gradiente de dessaturação do solo.

e) Conteúdo volumétrico de ar

A variação da permeabilidade ao ar pode ser analisada também em função do conteúdo volumétrico de ar no solo (θ_a). Fisicamente, o conteúdo volumétrico de ar representa o percentual de vazios ou poros na matriz do solo efetivamente preenchidos por ar. Dessa forma, a permeabilidade do solo ao ar aumenta com a aeração do solo. Alguns pesquisadores apresentam resultados experimentais sobre o comportamento da curva de permeabilidade ao ar em função de θ_a para vários tipos de solo.

4.4 Modelos de previsão do fluxo de gases

Os modelos de previsão do fluxo de gases utilizam as funções da permeabilidade ao ar dos modelos de Brooks e Corey (1964) e de van Genuchten (1980), já apresentados em capítulos anteriores. Esses modelos são baseados numa relação semiempírica, que define a variação do coeficiente de permeabilidade relativo ao ar (k_{ra}) em função da saturação efetiva do solo (S_e). A saturação efetiva do solo indica o grau de saturação do solo, que pode, de fato, influenciar a percolação dos gases e pode ser definida pela Equação (30), em que S_r pode ser obtido da curva característica do solo:

$$S_e = \frac{S - S_r}{1 - S_r} \quad (\text{Eq. 30})$$

As expressões dos modelos de Brooks e Corey (1964) e de van Genuchten (1980) são dadas, respectivamente, pelas seguintes formulações (31) e (32):

$$k_{ra} = (1 - S_e)^2 \times (1 - S_e)^{(2+\lambda)/\lambda} \quad (\text{Eq. 31})$$

$$k_{ra} = 1 - \left\{ S_e^{0,5} \left[1 - (1 - S_e^{1/m})^m \right]^2 \right\} \quad (\text{Eq. 32})$$

em que: k_{ra} = coeficiente de permeabilidade relativo do solo ao ar; λ e m = fatores de correlação dependentes da distribuição dos poros no solo.

Os fatores de correlação (λ e m) dependem da distribuição dos poros no solo e podem ser definidos pela inclinação da curva saturação efetiva (S_e) *versus* sucção matricial. Solos com grande variação de tamanho de poros apresentam menores valores de λ e m , enquanto que, nos solos com distribuição mais uniforme, os fatores de correlação são mais elevados (Fredlund & Rahardjo, 1993).

Kamon *et al.* (2002) verificaram a aplicação dos dois modelos citados para a previsão da permeabilidade ao ar em lodos orgânicos residuais de processamento industrial.

Os resultados encontrados por esses autores mostram que, para esse tipo de lodo, o modelo de Brooks e Corey (1964) apresenta melhores ajustes que o de van Genuchten (1980). Por sua vez, Andrade (2001) e Marinho *et al.* (2001) analisaram a aplicação do modelo de Brooks e Corey (1964) aos parâmetros experimentais do solo argilo-arenoso de cobertura do Aterro da Muribeca. As estimativas encontradas foram satisfatórias, provando que esse modelo pode ser uma ferramenta bastante útil para prever a função de permeabilidade do solo ao ar. Vale frisar que os autores fizeram uso dos parâmetros experimentais da sucção matricial do solo para estimar o parâmetro λ , por meio da Equação (33), e assim proceder às previsões de fluxo pela Equação (31):

$$S_e = \left(\frac{(u_a - u_w)_b}{(u_a - u_w)} \right)^\lambda \quad (\text{Eq. 33})$$

em que: $(u_a - u_w)_b$ = sucção matricial relativa ao ponto de entrada generalizada do ar (GAE) e $(u_a - u_w)$ = sucção matricial para determinado valor de saturação efetiva do solo.

4.5 Ensaios de laboratório para determinação da permeabilidade ao ar

a) Equipamento

Maciel e Jucá (2000) apresentam metodologias de laboratório e campo para a medição do fluxo de gases. O ensaio de permeabilidade do solo ao ar pode ser realizado em um permeâmetro de parede flexível com algumas adaptações ao sistema tradicional, as quais seriam a colocação de um pré-saturador de gás anteriormente à passagem do ar na amostra e a introdução de um sistema de medição de vazão do fluido na saída do corpo de prova, conforme ilustrado na Figura 12.

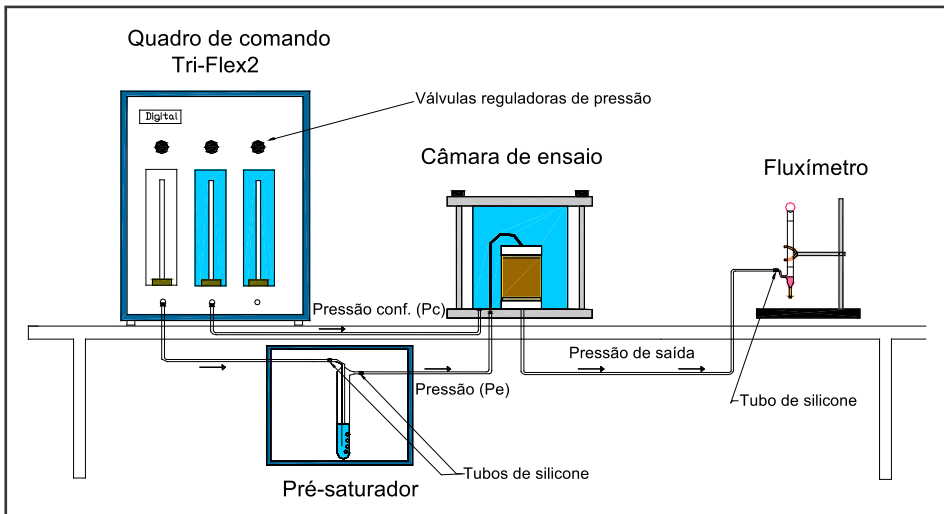


Figura 12 – Esquema do ensaio de permeabilidade ao ar

As pressões aplicadas pelo permeâmetro Tri-Flex 2 provêm de um simples compressor de ar e são reguladas no quadro de comando do equipamento para, assim, serem lançadas em todo o sistema. A pressão liberada pelo compressor pode ser transferida para outros fluidos antes da entrada na câmara de ensaio. No caso da pressão confinante, a água pode ser utilizada como fluido de transferência para comprimir a amostra de solo. Por outro lado, o fluido permeante utilizado nesse procedimento laboratorial é o próprio ar atmosférico. Uma composição de gases similar ao biogás pode ser empregada nesses ensaios, no entanto, o controle laboratorial para se trabalhar com a segurança com um gás tóxico e explosivo deve ser seguido.

Anteriormente à passagem do ar pela amostra de solo, o fluxo de entrada é direcionado a um pré-saturador. O pré-saturador é parcialmente preenchido com água deionizada e funciona aumentando a saturação do fluido percolante. A pré-saturação do fluido evita que haja uma remoção significativa da umidade do solo, na forma de vapor, durante sua percolação pelo solo.

Um fluxímetro mecânico do tipo bolhômetro é utilizado na saída do sistema para a obtenção da vazão do gás através da passagem de bolhas por duas marcas indicadoras com volume conhecido. Esse bolhômetro é feito em vidro e, para a formação das bolhas, é utilizado detergente líquido comum diluído. É necessário também que as paredes internas do bolhômetro estejam previamente limpas e molhadas com detergente para evitar a “quebra” das bolhas durante seu deslocamento no fluxímetro. Um cronômetro digital é utilizado para a medição do tempo de passagem da bolha pelo volume fixo.

b) Procedimento de ensaio

Os corpos de prova utilizados nos ensaios de permeabilidade ao ar podem ser obtidos do campo ou compactados em laboratório. As etapas de colocação da amostra na câmara de ensaio do permeâmetro Tri-Flex estão ilustradas na Figura 13. Posiciona-se o corpo de prova entre pedras porosas e papel filtro na base da câmara; coloca-se a membrana de borracha látex e o-rings no corpo de prova, instalam-se as abraçadeiras metálicas e conectam-se os tubos plásticos no cap acrílico superior e, por fim, preenche-se com água a célula de ensaio para confinamento lateral/horizontal da amostra.

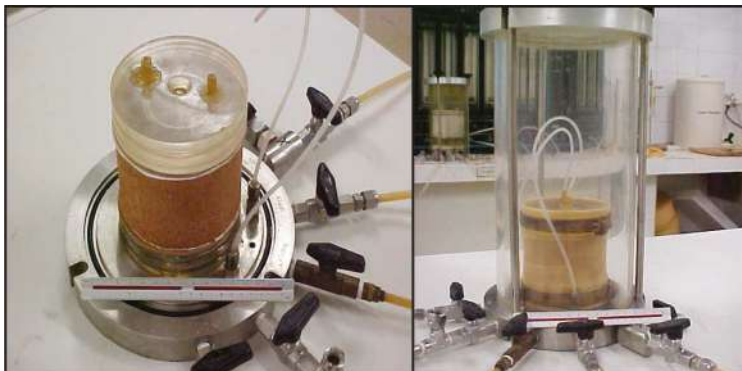


Figura 13 – Colocação do corpo de prova na câmara de ensaio de permeabilidade ao ar

Os gradientes de pressão (ΔP) aplicados variam conforme a condição de saturação e compactação da amostra. O procedimento para a determinação da permeabilidade é realizado com medição das velocidades de fluxo para quatro diferentes ΔP . Nos casos em que o corpo de prova está próximo da saturação, não é possível abranger diferentes ΔP , pois o ensaio torna-se demasiadamente lento, o que poderia provocar alterações na umidade do solo e, conseqüentemente, na permeabilidade. A pressão na saída do sistema é mantida livre à pressão atmosférica e as pressões confinantes adotadas devem ser pouco superiores ao gradiente de pressão aplicado em cada ensaio (acréscimo de 5,0 kPa), apenas para garantir a adesão da membrana na amostra e evitar a expulsão de ar dos vazios do solo por compressão.

As leituras do fluxímetro são realizadas quando existe uma condição de equilíbrio no fluxo de gás na amostra quando o tempo de passagem do gás se torna constante. Após esse período inicial para a estabilização, realizam-se cinco leituras de fluxo para cada gradiente de pressão aplicado com um cronômetro digital e, em seguida, determina-se a média aritmética. Esse valor médio de fluxo é empregado posteriormente nos cálculos para a obtenção do coeficiente de permeabilidade ao ar. A duração de cada ensaio varia de acordo com o grau de saturação da amostra. Para amostras com baixa saturação, os ensaios duram cerca de 15 minutos, no entanto, para valores próximos à completa saturação do solo, períodos de 1-2 horas são requeridos.

4.6 Ensaios de campo para a avaliação de fluxo de gases em aterros sanitários

Maciel e Jucá (2002), Maciel (2003) e Maciel (2009) descrevem e discutem métodos de campo para medir o fluxo de gases. Os principais métodos de investigação de fluxo de gases em cobertura de aterros são: (i) placas de fluxo (estática e dinâmica), (ii) medidas por gradientes subsuperficiais, (iii) métodos de avaliação da pluma de contaminação (dispersão) e (iv) termografia. Dessas técnicas, as duas primeiras são consideradas “pontuais”, enquanto as outras são utilizadas de forma “global” para todo o aterro. Apesar do crescente desenvolvimento dessas técnicas nos últimos anos, inúmeras incertezas ainda estão relacionadas ao uso e aos fatores que afetam o fluxo de gases em aterros. O método de investigação que vem sendo utilizado no Brasil é o da placa de fluxo estática.

a) Procedimento do ensaio de placa de fluxo estática

A metodologia do ensaio de placa de fluxo consiste, resumidamente, na cravação cuidadosa da placa no solo da cobertura e na posterior medição da concentração, temperatura e pressão dos gases no interior da placa ao longo do tempo. Esses parâmetros são determinados simultaneamente em intervalos de tempo pré-estabelecidos (5 a 10 min) durante um período de 60 minutos. Finalizado o processo de leitura e após a retirada da placa da camada, realiza-se a cravação de anéis rígidos para a determinação do peso específico do solo *in situ* e, posteriormente, determinam-se alguns parâmetros do solo/bio-gás ao longo da profundidade da camada de cobertura no local de execução do ensaio. A Figura 14 mostra o corte esquemático com a geometria da placa de fluxo utilizada na investigação de Maciel (2009), a qual foi fabricada em aço galvanizado ($e = 2$ mm) com o topo constituído por uma chapa de acrílico cristal ($e = 8$ mm).

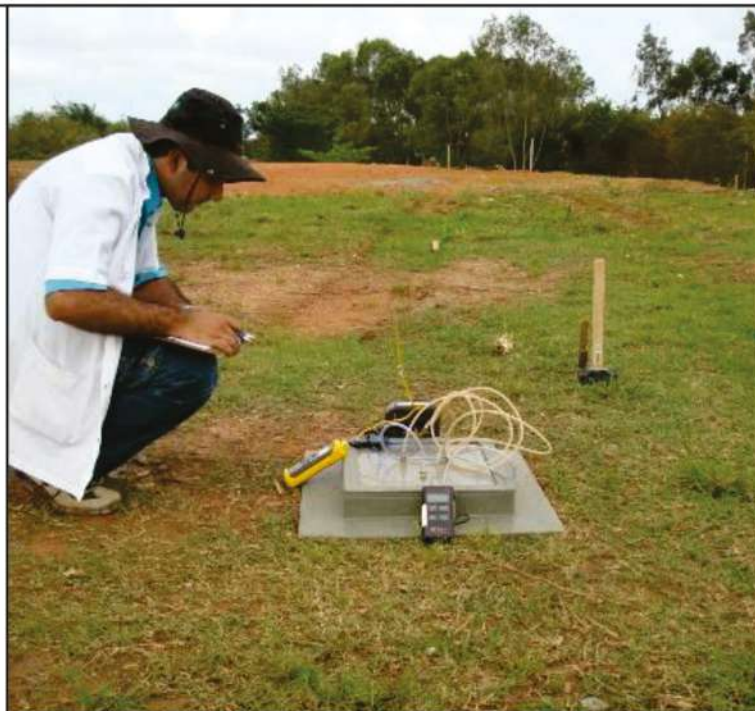
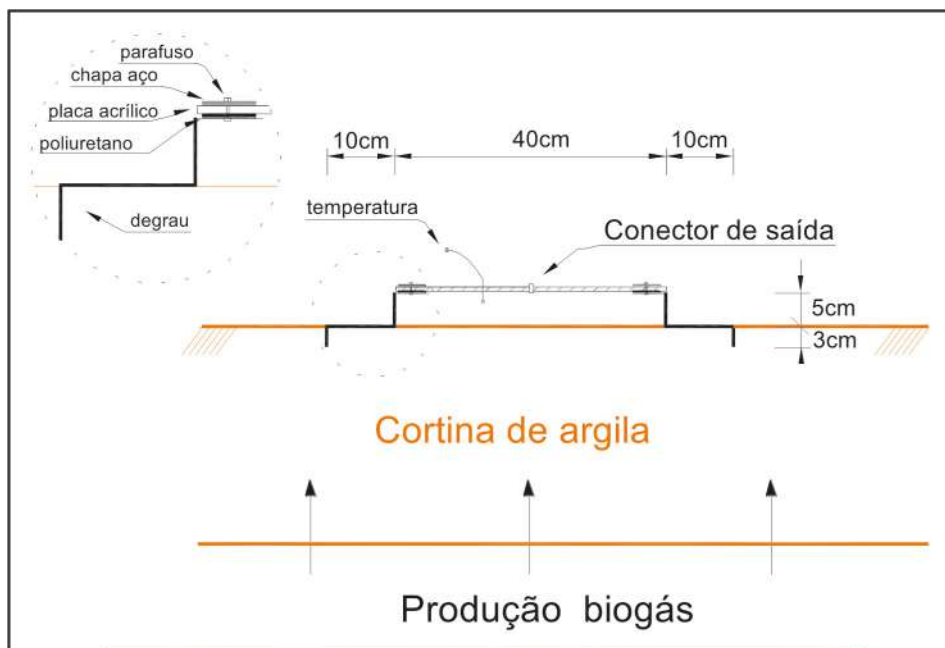


Figura 14 – Corte esquemático da placa de fluxo utilizada no estudo (Maciel, 2009)

Após a conclusão do ensaio, Maciel (2009) recomenda a determinação de parâmetros do solo (temperatura, teor de umidade, sólidos voláteis e pH) a cada 10 cm de profundidade da camada de cobertura (até a interface do solo com os resíduos) com determinação simultânea da composição dos gases. Essa amostragem é realizada diretamente no local de execução do ensaio, podendo ser utilizado um amostrador manual de aço de $\phi = 2''$.

A determinação do fluxo de gás na camada foi realizada por meio da avaliação da massa (ou volume) de CH₄ aprisionada no interior da placa com o tempo, ou seja, a emissão de CH₄ está relacionada com a velocidade de aumento da concentração do gás no interior da placa. Vale ressaltar que os volumes foram normalizados para as Condições Normais de Temperatura e Pressão (CNTP). As seguintes expressões foram utilizadas para a determinação da taxa de emissão superficial em termos volumétricos e mássicos:

$$Q_{ES,CH_4} = \frac{V_{placa}}{A_{placa}} \times \frac{\Delta C_{CH_4}}{\Delta t} \times \frac{273,15}{(273,15 + T_{int.})} \times \frac{P_{atm}}{1.000} \quad (\text{Eq. 34})$$

$$J_{CH_4} = Q_{ES,CH_4} \times \rho_{CH_4} \quad (\text{Eq. 35})$$

em que: Q_{ES,CH_4} = taxa de emissão volumétrica superficial de CH₄ (Nlitros/s.m²); J_{CH_4} = taxa de emissão mássica superficial de CH₄ (g/s.m²); V_{placa} = volume útil da placa de fluxo = 8,34 litros, A_{placa} = área de solo coberta pela placa = 0,1560 m², $\Delta C_{CH_4}/\Delta t$ = variação da concentração do CH₄ (% vol.) com o tempo (s), $T_{interna}$ = temperatura interna do gás na placa (°C), P_{atm} = pressão atmosférica (mbar) e ρ_{CH_4} = massa específica do CH₄.

b) Fatores de influência nas emissões de gases dos aterros

Maciel (2003) realizou uma revisão sobre os principais fatores que influenciam o fluxo de CH₄ pela cobertura dos aterros, os quais foram agrupados em quatro categorias, conforme descrito a seguir:

- Fatores do ambiente interno da massa de resíduos

A decomposição dos resíduos e a drenagem interna dos gases são os dois principais fatores relativos ao ambiente interno dos resíduos. Esses fatores influenciam diretamente os gradientes de pressão e a concentração dos gases que atingem a camada de cobertura. De acordo com Morris *et al.* (2001), as emissões de CH₄ apresentam rápida redução em magnitude e distribuição após a disposição dos resíduos nas células. Nesse estudo, foram verificadas taxas de emissão de 52,7 g/m².dia nos locais com resíduos de idade inferior a 0,5 anos e 3,2 g/m².dia para aqueles com tempo de disposição superior a cinco anos, comprovando, assim, o breve decaimento das emissões superficiais em um mesmo aterro sanitário. A ausência ou baixa eficiência da drenagem interna ou coleta dos gases pode levar ao acúmulo de gases na massa de resíduos (inclusive sob a cobertura), resultando em maiores taxas de emissão devido à elevação do gradiente de pressão.

- Fatores da camada de cobertura

O estudo e monitoramento das características geotécnicas do solo da camada de cobertura são imprescindíveis dentro de qualquer investigação para análise de fluxo de gases. Os principais parâmetros geotécnicos da camada e seus efeitos na percolação dos ga-

ses foram detalhados por Maciel (2003), conforme apresentado na Tabela 2. Os aspectos microbiológicos do solo, com ênfase na oxidação do metano, são comprovadamente parâmetros de redução das emissões superficiais. Whalen *et al.* (1990) verificaram oxidação de CH₄ da ordem de 45 g/m².dia, enquanto Boeckx *et al.* (1996), citando Kightley *et al.* (1995), apresentaram taxas de oxidação ainda superiores, em torno de 166 g/m².dia. É importante ressaltar que a oxidação na cobertura também varia em função das condições climáticas.

Tabela 2 – Parâmetros geotécnicos da cobertura e efeitos nas emissões (Maciel, 2003)

Parâmetros geotécnicos	Possíveis efeitos nas emissões de gases para atmosfera
Tipo de solo	Solos de granulometria fina (argilas) são preferidos para controle das emissões (menor permeabilidade e maior retenção de umidade).
Espessura	Quanto maior a espessura da camada, maior a possibilidade de retenção física, química e biológica dos gases.
Umidade/Saturação	A presença de água nos vazios do solo reduz a percolação dos gases. Redução drástica para valores acima de 75% de saturação.
Conteúdo volumétrico de ar	Quanto maior a presença de poros aerados na matriz, mais rápida é a velocidade dos gases no meio, consequentemente, maiores emissões.
Peso específico/ Compactação	O aumento do peso específico dificulta a passagem dos gases (menores porosidade e permeabilidade), minimizando as emissões.
Sucção	Importante relação com a retenção/absorção da umidade na camada, especialmente nas coberturas evapotranspirativas.
Temperatura	A elevação da temperatura do solo favorece as emissões dos gases (Park & Shin, 2001).
Coefficiente de permeabilidade	Parâmetro que mede a facilidade/dificuldade do gás em atravessar o solo por advecção. Grandeza proporcional às emissões de gases.
Coefficiente de difusão	Parâmetro que mede a facilidade/dificuldade do gás em atravessar o solo por difusão. Grandeza proporcional ao fluxo de gás emitido.
Contração/expansão e fissuras	Ciclos de umedecimento/secagem favorecem o aparecimento de fissuras em solos argilosos, aumentando os níveis de emissão.
Mineralogia	Possíveis reações físico-químicas dos minerais do solo com os gases podem retê-los na cobertura.

Além dos aspectos geotécnicos e microbiológicos, a configuração ou perfil da camada de cobertura é de grande influência para as emissões de gases. A presença de subcamadas drenantes (facilita a percolação lateral do gás para drenos) e de vegetação (retém umidade no solo) minimiza as emissões superficiais. Por sua vez, os geossintéticos podem ser utilizados para controlar as emissões por apresentarem coeficiente de permeabilidade muito inferior ao solo, no entanto, eles estão perdendo força dentro dos novos conceitos de barreiras capilares, evapotranspirativas e reativas.

- Fatores climáticos ou sazonais

As condições climáticas locais (pressão atmosférica, precipitação, velocidade do vento, temperatura ambiente) e sua distribuição ao longo das estações do ano (sazonalidade) são fatores diretamente responsáveis pelos níveis de emissões de gases nos aterros sanitários.

A variação da pressão atmosférica (p_{atm}) se reflete nos gradientes de pressão existentes na camada de cobertura do aterro. Christophersen *et al.* (2001) registraram crescimento nas taxas de emissões de CH₄ e CO₂ na ocasião de uma queda de 2,0 kPa (20 mbar) na p_{atm} num intervalo de 48h. Por sua vez, Czepiel *et al.* (1996) apresentaram resultados de aumento nas emissões totais do aterro de 11,5 para 21 m³CH₄/min devido a um decréscimo de 1,5 kPa (102,6 → 101,1 kPa) na p_{atm} . Ainda de acordo com os últimos autores, os métodos das placas de fluxo são menos sensíveis à variação da p_{atm} do que as análises por infravermelho.

A precipitação pode ocasionar a diminuição do fluxo devido ao aumento do grau de saturação do solo, provocada pelo decréscimo na permeabilidade do solo aos gases. No entanto, o aumento da umidade da camada de cobertura também tem um efeito positivo na liberação do CH₄, pois provocará uma diminuição nas atividades microbiológicas de oxidação desse gás (Borjesson & Svensson, 1997).

A velocidade do vento pode provocar a diluição do biogás imediatamente acima da superfície da camada e flutuações de pressões atmosféricas devido à turbulência, as quais aumentam as emissões superficiais. Cooper e Bier (1997) afirmam que não se deve realizar investigações de fluxo por análises de infravermelho para velocidades do vento acima de 4,4 m/s. Os resultados mais precisos são obtidos para velocidades ≤ 2,2 m/s. Poulsen (2005) afirma que o aumento das emissões superficiais pelo vento é especialmente importante para velocidades superiores a 5 m/s.

A variação da temperatura ambiente (t_{amb}) também influencia as emissões de gases devido às alterações na temperatura do solo. Park e Shin (2001) observaram que o aumento do fluxo dos gases está diretamente relacionado com a elevação da temperatura do solo. Ao longo de 24 horas, o fluxo de gases entre às 20h e 04h foi mínimo comparado com medições realizadas das 12h às 18h. Esse fato foi observado em diferentes épocas do ano (verão, primavera e inverno), quando as temperaturas do solo variaram de -10°C até 35°C.

c) Taxas de fluxo de CH₄ em cobertura de aterros reportadas na literatura

As taxas de emissões de CH₄ e os fatores de influência em investigações com placas de fluxo estáticas reportadas na literatura mostram valores que variam de 0,29 negativo até 14.794 g/m².dia, conforme levantado por Maciel (2003). Essa variação de resultados comprova que as emissões superficiais são dependentes de um conjunto de fatores relacionados ao ambiente interno dos resíduos, à camada de cobertura e ao clima específico de cada aterro. As taxas negativas indicam que o fluxo de gás está no sentido inverso, ou seja, de fora para dentro do aterro. De acordo com USEPA (2004), as emissões superficiais de CH₄ em aterros com cobertura final implantada não deve ser superior a 0,086 g/m².dia e, em aterros com cobertura intermediária ou temporária, o limite é de 8,64 g/m².dia. É importante ressaltar que podem existir zonas de fluxo com valores superiores, mas os valores médios do aterro devem ser inferiores ao limite estabelecido.

As estimativas de emissões de gases realizadas por meio do ensaio da placa estão associadas a pequenas áreas da camada de cobertura. Uma das formas de abranger os ensaios para áreas maiores é subdividir o aterro em setores. USEPA (2004) recomenda que o número de ensaios em áreas superiores a 5.000 m² deve ser calculado com base na expressão: $n = 6 + 0,15 \times A^{0,5}$, em que n é o número de ensaios e A é a área ou região do aterro investigada. Para áreas menores que 5.000 m², o número de ensaios deve ser: $n = A / 5.000 \times 16$, com, no mínimo, seis ensaios. Conclui-se que o número de ensaios e, conseqüentemente, o espaçamento entre eles (malha ou *grid*) é função do tamanho da área analisada. Acredita-se que essa conceituação deva ser utilizada apenas como cenário inicial da investigação, a qual deve sofrer ajustes em função das taxas de emissões encontradas em campo e da necessidade de uma melhor discretização espacial, principalmente nas regiões de pico de fluxo. Portanto, não existe um espaçamento ideal, este deve ser ajustado de acordo com as peculiaridades do aterro (área, altura, produção de biogás e taxas de emissões superficiais, entre outros fatores). O mapeamento das emissões superficiais do aterro pode ser obtido por meio de técnicas de interpolação de dados. Esse mapeamento pode ser realizado utilizando-se linhas de isofluxo em 2D ou sob efeito tridimensional.

5. COMENTÁRIOS FINAIS

Tanto o avanço de contaminantes inorgânicos e orgânicos quanto o fluxo de gases através dos solos na condição não saturada são dependentes do conteúdo de água e do grau de saturação a água e são governados pela relação entre a umidade e a sucção expressa na curva de retenção de água do solo (relações constitutivas k-S-P para o sistema bifásico ar-água). Quanto mais seco o solo, mais fácil a passagem de líquidos orgânicos imiscíveis em água (NAPLs) e de gases, e mais difícil a passagem de solutos presentes na água do solo; o oposto ocorre quando o solo se aproxima da saturação. Observa-se que, no caso dos DNAPLs, a água não constitui uma barreira tão eficiente devido ao avanço desses compostos pela ação gravitacional (densidade maior do que a da água).

Em todos os casos, a mineralogia, a granulometria e a estrutura de poros condicionam o processo, não apenas pela sua influência sobre as relações constitutivas como também sobre a geometria da trajetória das fases (aquosa, gasosa e oleosa), produzindo diferentes padrões de comportamento. Nos solos naturais, a formação de agregados resulta em uma distribuição bimodal de poros que irá produzir uma condição de não equilíbrio físico para o transporte de solutos na fase aquosa. Os solos compactados apresentam variação da estrutura em função da umidade e da energia de compactação. Conseqüentemente, esses dois parâmetros influenciarão significativamente o processo, e esse conhecimento é importante para o projeto de estruturas de disposição de rejeitos e para controle da contaminação ou de emissões atmosféricas no caso de coberturas.

A representação matemática do fluxo de massa em todos os casos é muito complexa e requer modelos numéricos para sua resolução. Existem soluções analíticas para algumas situações simplificadas em relação à geometria, heterogeneidade de materiais, características da fonte, regime de fluxo e dimensionalidade (em geral, para condição 1D), que não foram apresentadas, mas podem ser encontradas na literatura citada. Todavia, a aplicação dessas soluções deve ser criteriosa porque as simplificações podem gerar er-

ros substanciais na previsão. Optou-se por apresentar as equações diferenciais que mostram os parâmetros relevantes para os processos a fim de auxiliar a compreensão dos mecanismos envolvidos e dos fatores que os influenciam significativamente. Os resultados experimentais, sobretudo de campo, evidenciam que ainda há muito que se pesquisar e entender sobre fluxo de massa de fluidos (líquidos e gases) em solos na condição não saturada, especialmente em solos muito intemperizados desenvolvidos em regiões de clima tropical.

REFERÊNCIAS

ALCÂNTARA, M.A.K.; SOUZA, L.P.; IZÁRIO FILHO, H.J. (2020). Transporte de cádmio em colunas de solo que receberam chorume. 3º Congresso Sul-Americano de Resíduos Sólidos e Sustentabilidade, IBEAS (Instituto de Brasileiro de Estudos Ambientais), 09 a 11 de setembro de 2020, Gramado, RS, 5p.

ALFARO SOTO, M.A.; BASSO, J.B.; CHANG, H.K.; VAN GENUCHTEN, M.Th. (2015). Simulação de fluxo e transporte de íons de vinhaça através de vertente da Formação Rio Claro. *Águas Subterrâneas*, ABAS, 29(2): 162-174.

Alfaro Soto, M.A.; LENHARD, R.; CHANG, H.K.; VAN GENUCHTEN, M.Th. (2019). Determination of specific LNAPL volumes in soils having a multimodal pore-size distribution. *Journal of Environmental Management*, 237: 576-584.

ANDRADE, M.C.J. (2001). Estudo experimental da permeabilidade a água e ao ar de um solo utilizado na camada de cobertura de um aterro de resíduos sólidos urbanos de Recife - PE, Universidade de São Paulo, USP, São Paulo, Brasil.

APPELO, C.A.J. & POSTMA, D. (2005). *Geochemistry, groundwater and pollution*. 2nd ed. A.A. Balkema Publishers, Leiden, 649 p.

ASTM D4646-2004. Standard test method for 24h batch-type measurement of contaminant sorption by soils and sediments. ASTM International, West Conshohocken, PA, EUA.

ASTM D4874-95 (Reapproved 2006). Standard test method for leaching solid material in a column apparatus. ASTM International, West Conshohocken, PA, EUA.

BARBOSA, M.C.; ALMEIDA, M.S.S. & EHRLICH, M. (1996). Ions diffusion through an organic saline clay soil. 2nd International Congress on Environmental Geotechnics (2ICEG), ISSMGE, Osaka, v.1, pp. 7-12.

BARDEN, L. & SIDES, G.R. (1970). Engineering behavior and structure of compacted clay. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 96(SM4): 1171-1199.

- BARONE, F.S.; YANFUL, E.K.; QUIGLEY, R.M. & ROWE, R.K. (1989). Effect of multiple contaminant migration on diffusion and adsorption of some domestic waste contaminants in a natural clayey soil. *Canadian Geotechnical Journal*, 26: 189-198.
- BATALHA, M.S.; BEZERRA, C.R.; BARBOSA, M.C.; JACQUES, D.; PONTEDEIRO, E.M. & VAN GENUCHTEN, M.Th. (2011). Transporte multicomponente do ²²⁶Ra presente no fosfogesso através de sua aplicação no solo do cerrado brasileiro. VII Congresso Brasileiro de Geotecnia Ambiental (REGEO2011), Belo Horizonte, artigo 4-234, 8 p. (CD-ROM).
- BENSON, C.H.; ZHAI, H. & WANG, X. (1992). Estimating hydraulic conductivity of compacted clay liners. *Journal of Geotechnical Engineering*, 120(2): 366-387.
- BEZERRA-COELHO, C.R. (2016). Estudo Teórico e Experimental de Fluxo de Água e Transporte de Solutos em Equilíbrio e Não-Equilíbrio em Solos Tropicais. Tese de Doutorado. Programa de Engenharia Civil, COPPE-UFRJ, Rio de Janeiro, 163p.
- BLIGHT, G.E. (1971). Flow of air through soils. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 97(SM4): 607-624.
- BOECKX, P.; CLEEMPUT, O.V. & VILLARALDO, I. (1996). Methane emissions from a landfill and the methane oxidizing capacity of its covering soil. *Soil Biology and Biochemistry*, 28(11/11): 1397-1405.
- BOJERSSON, G.; GALLE, B.; SAMUELSSON, J. & SVENSSON, B.H. (2000). Methane emissions from landfills options for measurement and control. *Waste 2000 Conference*, Stratford-upon-Avon, pp. 31-40.
- BORJESSON, G. & SVENSSON, B.H. (1997). Seasonal and diurnal methane emissions from a landfill and their regulation by methane oxidation. *Waste Management & Research*, 15: 33-54.
- BORTONI, S.F.; SCHLOSSER, R.T.; BARBOSA, M.C. (2019). Numerical Modeling of Multiphase Extraction (MPE) Aiming at LNAPL Recovery in Tropical Soils. *MDPI Journal Water*, 11: 2248 (open access doi:10.3390/w11112248).
- BOSCOV, M.E.G. (2008). *Geotecnia Ambiental. Oficina de Textos*, São Paulo, 248 p.
- BOUAZZA, A. & VANGPAISAL, T. (2000). Gas advective flow of partially saturated geosynthetic clay liners. *ASCE Geotechnical Special Publication*, 103: 54-67.
- CAMPOS, T.M.P.; CARVALHO, A.C.M.G. & VARGAS Jr., E.A. (1997). Determinação do coeficiente de difusão em solos não saturados: Proposta de uma metodologia experimental. III Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados (NSAT97), ABMS, Rio de Janeiro, v.1, pp. 231-241.

CARDOSO, L.S.P.; MACHADO, S.L.; OLIVEIRA, I.B. & LIMA, J.M.A.H. (2011). Determinação experimental da permeabilidade efetiva de fluidos imiscíveis em sistemas bifásicos. VII Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados, Pirenópolis, v.1, pp 29-38.

CARDOSO, L.P.; MACHADO, S.L.; OLIVEIRA, I.B. & LIMA, J.M.A.H. (2012). Determinação Experimental de Curvas de Retenção em Sistemas Bifásicos para um Solo Residual de Granulito. XVI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, ABMS, Porto de Galinhas, v.1, pp. 1-8 (CD-ROM).

CHRISTOPHERSEN, M.; POULSEN, T.G. & KJELDSSEN, P. (2001). Modelling lateral gas migration and subsequent emission in soil adjacent to and old unlined landfill. Eighth International Landfill Symposium, Sardinia, vol.2, pp. 475-484.

COOPER, S.P. & BIER, J.D. (1997). Understanding landfill surface emissions monitoring. 20th Annual Landfill Gas Symposium, California, pp. 195-213.

COSSU, R.; MUNTONI, A.; CHIARANTINI, L.; MASSACCI, G.; SERRA, P.; SCOLLETTA, A. & STERZI, G. (1997). Biogas emission measurements using static and dynamic flux chambers and infrared methods. Sixth International Landfill Symposium, Sardinia, vol.4, pp. 103-114.

CZEPIEL, P.M.; MOSHER, B.; CRILL, P.M. & HARRISS, R.C. (1996). Quantifying the effect of oxidation on landfill methane emissions. *Journal of Geophysical Research*, 101(D11): 16.721-16.729.

DANE, J.H. & TOPP, G.C. (2002). *Methods of Soil Analysis – Part 4 Physical Methods*. Soil Science Society of America, Madison, 1692 p.

DOMENICO, P.A. & Schwartz, F.W. (1998). *Physical and Chemical Hydrogeology*. 2nd ed. John Wiley & Sons, Nova Iorque, 506 p.

EMILIANI, C. (1992). *Planet Earth – Cosmology, Geology, and the Evolution of Life and Environment*. Cambridge University Press, New York, 718 p.

FARIAS, W.M.; MARTINS, E.S.; PASTORE, E.L.; MACHADO, P.F.L. & RESCK, I.S. (2009). Benzene concentration in the phases of tropical soils. *Soils and Rocks*, 32(3): 135-140.

FERNANDEZ, F. & QUIGLEY, R.M. (1985). Hydraulic conductivity of natural clays permeated with simple liquid hydrocarbons. *Canadian Geotechnical Journal*, 22: 205-214.

FERNANDEZ, F. & QUIGLEY, R.M. (1988). Viscosity and dielectric constant controls on the hydraulic conductivity of clayey soils permeated with water-soluble organics. *Canadian Geotechnical Journal*, 25: 582-589.

FETTER, C.W. (1999). *Contaminant Hydrogeology*. 2nd ed. Prentice Hall, Upper Saddle River, 500 p.

FETTER, C.W. (2001). *Applied Hydrogeology*. 4th ed. Prentice Hall, Upper Saddle River, 598 p.

FISCHER, C.; MAURICE, C. & LAGERKVIST, A. (1998). Gas emissions from landfills: An overview of issues and research needs. AFR Report 264, Swedish Environmental Protection Agency, Estocolmo, Suécia.

FLEUREAU, J.M. & TAIBI, S. (1995). Water-air permeabilities of unsaturated soils. First International Conference on Unsaturated Soils, Paris, vol. 2, pp.479-484.

FREDLUND, D.G. & RAHARDJO, H. (1993). *Soil mechanics for unsaturated soils*. John-Wiley & Sons, New York, 486 p.

FREEZE, R.A. & CHERRY, J.A. (1979). *Groundwater*. Prentice Hall, Upper Saddle River, 604 p.

FUCHSBERGER, M. & SEMPRICH, S. (1995). Air flow through partially saturated cohesionless soil. First International Conference on Unsaturated Soils, Paris, vol. 2, pp. 491-497.

GERKE, H.H. & VAN GENUCHTEN, M.TH. (1993). A dual-porosity model for simulating the preferential movement of water and solutes in structured porous media. *Water Resource Research*, 29: 305-319.

IGNATIUS, S.G. (1999). Fluxo unidirecional de gás através de um solo compactado – determinação laboratorial de parâmetros. Tese de Doutorado, EP da Universidade de São Paulo, São Paulo, 337 pp.

JUCÁ, J.F.T & MACIEL, F.J. (1999). Permeabilidade ao gás de um solo compactado não saturado. IV Congresso Brasileiro de Geotecnia Ambiental, São José dos Campos, pp. 384-391.

KALUARACHCHI, J.J. & PARKER, J.C. (1992). Multiphase flow with a simplified model for oil entrapment. *Transport in Porous Media*, 7: 1-14.

KAMON, M.; INAZUMI, S.; KATSUMI, T. & INUI, T. (2002). Evaluation of gas flow through landfill cover with sludge barrier. Second Japan-Korea Joint Seminar on Geoenvironmental Engineering, pp. 4-12.

LANGFELDER, L. J.; CHEN, C.F. & JUSTICE, J.A. (1968). Air permeability of compacted cohesive soils. *Journal of the Irrigation and Drainage Division, ASCE*, 94(SM4): 981-1001.

LANGMUIR, D. (1997). *Aqueous Environmental Geochemistry*. Prentice Hall, Upper Saddle River, 602 p.

LENHARD, R.J. (1992). Measurement and modeling of three-phase saturation-pressure hysteresis. *Journal of Contaminant Hydrology*, 9: 243-269.

LENHARD, R.J. & PARKER, J.C. (1987). Measurement and prediction of saturation-pressure relationships in three-phase porous media systems. *Journal of Contaminant Hydrology*, 1: 407-424.

LENHARD, R.J. & PARKER, J.C. (1990). Estimation of free hydrocarbon volume from fluid levels in monitoring wells. *Ground Water*, 28(1): 57-67.

LERMAN, A. (1979). *Geochemical Processes, Water and Sediment Environments*. John Wiley & Sons, New York, 482 p.

LEVERETT, M.C. (1941). Capillary behavior in porous solids, *Trans. Am. Inst. Min. Metall. Pet. Eng.*, 142: 152-169.

LOISEAU, C.; CUI, Y.J. & DELAGE, P. (2002). Air conductivity of a heavily compacted swelling clay-sand mixture. *Third International Conference on Unsaturated Soils, Recife, Vol.1*, pp. 383-388.

MACIEL, F.J. (2003). Estudo da geração, percolação e emissão de gases pela camada de cobertura do Aterro de Resíduos Sólidos da Muribeca/PE. Dissertação de Mestrado. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFPE, Recife, 159p.

MACIEL, F.J. (2009). Geração de biogás e energia em aterro experimental de resíduos sólidos urbanos. Tese de Doutorado. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFPE, Recife, 333p.

MACIEL, F.J. & JUCÁ, J.F.T. (2000). Laboratory and field test for studying gas flow through MSW landfill cover soil. *ASCE Geotechnical Special Publication*, 99: 569-585.

MACIEL, F.J. & JUCÁ, J. F.T. (2002). Gases monitoring methodology applied in Muribeca Solid Waste Landfill. *Fourth International Congress on Environmental Geotechnics, Balkema, Rio de Janeiro, Vol. 1*, pp. 263-269.

MARINHO, F. (1994). Shrinkage behaviour of some plastic soils. PhD Thesis, Imperial College, London, UK, 216p.

MARINHO, F.; ANDRADE, C.J. & JUCÁ, J.F.T. (2001). Air and water permeability of a compacted soil used in a solid waste landfill in Recife, Brazil. *3rd BGA Geoenvironmental Engineering Conference, London, v.1*, pp.437-442.

MATOS DE SOUZA, M.; LIMA, J.T.; BARBOSA, M.C. & SILVA JR, G.C. (2016a). Determinação do volume específico de LNAPLs a partir de espessuras aparentes de fase livre em poços de monitoramento: análise de sensibilidade dos parâmetros envolvidos. *Revista Engenharia Sanitária e Ambiental*, 21(2), abr/jun 2016: 251-263.

MATOS DE SOUSA, M.; OOSTROM, M.; WHITE, M.D.; SILVA JR., G.C.; BARBOSA, M.C. (2016b). Simulation of Subsurface Multiphase Contaminant Extraction Using a Bioslurping Well Model. *Transport in Porous Media* 114: 649-673.

MENDONÇA, R.M.G. (2000). Transporte e retenção de ânions em solo tropical residual saprolítico do Estado do Rio de Janeiro. Dissertação de Mestrado. Programa de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio de Janeiro, 295 p.

MERCER, J.W. & COHEN, R.M. (1990). A review of immiscible fluids in the subsurface: Properties, models, characterization, and remediation. *Journal of Contaminant Hydrology*, 6(2): 107-163.

MILLER, C.T.; CHRISTAKOS, G.; IMHOFF, P.T.; MCBRIDE, J.F. & PEDIT, J.A. (1998). Multiphase flow and transport modeling in heterogeneous porous media: challenges and approaches. *Advances in Water Resources*, 2(21): 77-120.

MIRANDA, J.H.; DUARTE, S.N. & LIBARDI, P.L. (2004). MIDI: Modelo para simulação do deslocamento de solutos em colunas verticais de solo não saturado. V Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados (NSAT2004), ABMS, São Carlos, v.1, p. 155-160.

MITCHELL, J.K. (1991). Conduction phenomena: from theory to geotechnical practice. *Geotechnique*, 41(3): 299-340.

MITCHELL, J.K.; HOOPER, D.R. & CAMPANELLA, R.G. (1965). Permeability of compacted clay. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, 91(SM4): 41-65.

MORRIS, J.W.F; FOURIE, A.B. & BLIGHT, G.E. (2001). Comparison between measured & modeled methane emissions from landfill in semi-arid climates. *Eighth International Landfill Symposium, Sardinia, vol.2, pp. 435-442.*

PARK, J.W. & SHIN, H.C. (2001). Surface emission of landfill gas from solid waste landfill. *Atmospheric Environment*, 35: 3445-3451.

PARKER, J.C. & LENHARD, R.J. (1987). A model for hysteretic constitutive relations governing multiphase flow, 1, Saturation-pressure relations. *Water Resources Research*, 23(12): 2187-2196.

PARKER, J.C.; LENHARD, R.J. & KUPPUSAMY, T. (1987). A parametric model for constitutive properties governing multiphase flow in porous media. *Water Resources Research*, 23(4): 618-624.

PARKER, J.C. (1989). Multiphase flow and transport in porous media. *Reviews of Geophysics*, 27(3): 311-328.

PEREIRA, E.M.; CHANG, H.K. & SOTO, M.A.A. (2011). Estimativa de alguns parâmetros de transporte de contaminantes para solos brasileiros. *UNESP Geociências*, 30(3): 383-398.

POLING, B.; PRAUSNITZ, J. & CONNELL, J.O. (2001). *The Properties of Gases and Liquids*, 5 ed. McGraw Hill, New York, 803p.

POULSEN, T.G. (2005). Impact of wind turbulence on landfill gas emissions. Tenth International Waste Management and Landfill Symposium, Cagliari, 6p., CD-ROM.

ROWE, R.K.; QUIGLEY, R.M.; BRACHMAN, R.W.I. & BOOKER, J.R. (2004). *Barrier Systems for Waste Disposal Facilities*. 2nd ed. Spon Press, Taylor & Francis Group, London and New York, 587 p.

SCHARFF, H.; OONK, J. & HENSEN, A. (2001). Quantifying landfill gas emissions in Netherlands. Definition study. Project number 374399/9020. Utrecht.

SILVEIRA, C.S.; BARBOSA, M.C. & COELHO NETTO, A.L. (2005). A tracer experiment as an alternative methodology to understand infiltration pathway in a tropical rainforest soil. *Solos e Rochas*, 28(3): 261-270.

SOTO, M.A. & KIANG, C.H. (2013). Permeabilidade relativa em zona vadosa com porosidade bimodal: um estudo em solos brasileiros. *ABAS, Águas Subterrâneas*, 27(2): 93-103.

SOUSA, R.P.; OLIVEIRA, I.B.; MACHADO, S.L. & SALES, E.A. (2012). Development of an instrumented channel for multiphase flow in unsaturated soils. *Soil & Rocks*, 35(3): 237-249.

TORIDE, N.; LEIJ, F.J. & VAN GENUCHTEN, M.TH. (1993). A comprehensive set of analytical solutions for nonequilibrium transport with first-order decay and zero-order production. *Water Resource Research*, 29(7): 2167-2182.

USEPA (1992). *Batch-Type Procedures for Estimating Soil Adsorption of Chemicals*. Technical Resource Document EPA/530-SW-87-006-F. Office of Solid Waste and Emergency Response, US Environmental Protection Agency, Washington, DC, April 1992, 116 p.

USEPA (2004). *Monitoring Approaches for Landfill Bioreactors*. EPA/600/R-04/301. EDS.: TOLAYMAT, T., KREMER, F., CARSON, D. & HOOVER, W.D. National Risk Management Research Laboratory, Office of Research and Development, Cincinnati, Ohio.

VAN GENUCHTEN, M.TH. & WIERENGA, P.J. (1976). Mass transfer studies in sorbing porous media: I. Analytical solutions. *Soil Science Society of America Journal*, 40(4): 473-480.

VAN GENUCHTEN, M.TH. & WAGENET, R.J. (1989). Two-site/two region models for pesticide transport and degradation: theoretical development and analytical solutions. *Soil Science Society of America Journal*, 53: 1303-1310.

WHALEN, S.C.; REEBURGH, W.S.; SANDBECK, K.A. (1990). Rapid methane oxidation in a landfill cover soil. *Journal of Applied and Environmental Microbiology*, 56(11): 3405- 3411.

Capítulo 16

INFLUENCIA DE LA ADICIÓN DE INSUMOS AGRÍCOLAS EN LAS PROPIEDADES Y EL COMPORTAMIENTO DE LOS SUELOS TROPICALES NO SATURADOS

Andrea Cardona Pérez
José Camapum de Carvalho

Dedicatoria: La autora y el autor dedican este capítulo al profesor Luis Fernando Martins Ribeiro por su dedicación a la enseñanza, por sus investigaciones dirigidas al área ambiental y el desarrollo sostenible y por su fuerza y determinación, ejemplos para continuar este camino.

1. INTRODUCCIÓN

La demanda de fertilizantes se ha visto potencializada no solo en Brasil si no en todo el mundo, debido a diversos factores entre los que se encuentra el aumento en la demanda de alimentos, la escasez de determinados nutrientes y la necesidad de ajustar el potencial hidrógeno (pH) del suelo. Sin embargo, el uso de estos insumos agrícolas y, de modo más significativo, su uso desequilibrado y/o en exceso, así como la substitución de la flora, terminan propiciando la contaminación del suelo y el rompimiento de la cadena de microfauna (hongos, bacterias, gusanos etc.) alterando la fertilidad del mismo e induciendo al uso de una mayor cantidad de fertilizantes con el tiempo (Kist *et al.*, 2011). Por otro lado, la práctica de monocultivos, la compactación del suelo debido a los ciclos de humedecimiento y secado (Momoli *et al.* 2017), las erosiones superficiales y la contaminación con lixiviados, empeoran el problema haciendo con que el suelo sea menos apropiado para la práctica de la agricultura y requiera más intervenciones de orden químico. Este párrafo introductorio señala algunas de las actividades que pueden influenciar en las propiedades y comportamiento de los suelos no saturados debido, entre otros, al potencial que tienen para intervenir en las succiones mátrica y osmótica.

Si bien, el impacto de la fertilización excesiva sobre la agricultura y el medio ambiente han sido estudiados con mayor detenimiento desde sus áreas respectivas, la influencia de estos agentes químicos en el comportamiento mecánico del suelo y sus efectos sobre la estabilidad de los taludes, a conocimiento de los autores, han sido poco analizados. Específicamente, investigaciones enfocadas en los efectos de los fertilizantes sobre el comportamiento de los suelos tropicales no saturados, abundantes en varios países como Brasil, vienen desarrollándose esporádicamente. En un estudio presentado por Chahal *et al.* (2011), se muestra la contribución de la cal al mejoramiento de parámetros físicos y mecánicos, destacándose que en la práctica de la agricultura son utilizados los calcáreos como reguladores de la acidez. Por otro lado, en los trabajos de Ezeokonkwo (2011) y Jiang-tao & Bin (2007) los fertilizantes como el NPK (Nitrógeno, Fósforo y Potasio) mostraron una disminución en los valores de los límites de Atterberg y estabilidad, además de un incremento en la porosidad del suelo. Adicionalmente, fue observado que la acción de esos compuestos en el suelo depende de la naturaleza del mismo, de su composición químico-mineralógica, estructura, presencia de agregaciones, así como del propio porcentaje de insumo utilizado.

Dada la creciente implementación de fertilizantes en zonas tropicales y la poca información disponible sobre sus efectos en el suelo desde el punto de vista geotécnico, fue desarrollado el presente estudio considerando el efecto acumulador que puede ocurrir *in situ* debido al uso frecuente de los insumos agrícolas, por ello se utilizó un porcentaje de 10% del producto químico en relación a la masa húmeda del suelo en condición de campo. Aunque otros fertilizantes hayan sido utilizados en el estudio, en este capítulo sólo serán analizados el Calcáreo Dolomítico, agente usado como regulador de acidez, la Urea, empleado ampliamente para proporcionar nitrógeno al suelo, y el SUC, siendo este último un compuesto preparado a partir de la unión en partes iguales de los insumos Super Simples, Urea y Cloruro de Potasio, combinación que representaría al tan ampliamente utilizado fertilizante NPK, el cual proporciona al suelo nitrógeno, fosforo y potasio.

Este capítulo muestra que dependiendo del tipo de suelo (nivel de intemperización, composición mineralógica, etc.) ocurrirán como consecuencia del uso de insumos agrícolas, cambios en las propiedades físicas, en las curvas características de retención de agua y en el comportamiento mecánico. En los análisis de este capítulo, fueron presentados dos suelos provenientes de un mismo perfil de intemperismo, siendo uno profundamente intemperizado, suelo laterítico, colectado a 1 m de profundidad, y el otro un suelo poco intemperizado, suelo saprolítico, colectado a 11 m de profundidad. Para estos dos tipos de suelo fue evaluada la influencia de los insumos en el comportamiento mecánico a partir de ensayos de resistencia a tracción por compresión diametral. Adicionalmente, se hace un análisis de la influencia de la cantidad de sales generadas durante las reacciones químicas entre cada fertilizante y el suelo, la cual puede intervenir significativamente en la succión osmótica y, por tanto, en la succión total y en el comportamiento mecánico.

2. PROPIEDADES DE LOS SUELOS FRENTE A LOS INSUMOS AGRÍCOLAS

2.1 Propiedades físicas

Dependiendo de la composición químico-mineralógica del suelo y del fertilizante utilizado, propiedades como masa específica, textura, consistencia y la propia estructura del suelo, pueden ser afectadas debido a las reacciones químicas entre partículas. En la Figura 1 se muestran imágenes ejemplificando el efecto generado por el fertilizante Urea en el suelo altamente intemperizado (a) y en el suelo saprolítico (b), evidenciando la importancia de la composición químico-mineralógica del suelo en las reacciones que ocurrirán cuando estos entran en contacto con los insumos agrícola. Adicionalmente, los ciclos de solubilización y cristalización que pueden ocurrir a lo largo del tiempo, generan cristales que pueden desplazar a las partículas, distanciándolas entre sí, provocando una alteración de algunas propiedades como masa específica (r) e índice de vacíos (e).



Figura 1 – Efecto de la Urea en la estabilidad estructural de un suelo:
a) laterítico; b) saprolítico

La Figura 2 presenta la composición mineralógica obtenida por Rodrigues (2017) para el perfil de suelo estudiado, destacándose la gran cantidad de gibbsita en el suelo superficial altamente intemperizado y su desaparecimiento en los suelos menos intemperizados como es el caso del suelo saprolítico estudiado, suelo en el cual se encuentra el mineral moscovita. Sobresale también el paralelismo entre los porcentajes de gibbsita y de cuarzo a lo largo del perfil, con la premisa de que gran parte del cuarzo presente en ese perfil de intemperismo se ha formado recientemente, conforme fue apuntado por Camapum de Carvalho y Gitirana Jr. (2021). Cabe destacar que el cuarzo como mineral recién formado en perfiles de intemperismo, fue estudiado por Senaha (2019) involucrando suelos regionales. En el contexto de este capítulo, es relevante destacar la gran diferencia entre la composición mineralógica de los suelos superficiales de este perfil de intemperismo, suelos lateríticos y los suelos profundos, suelos saprolíticos.

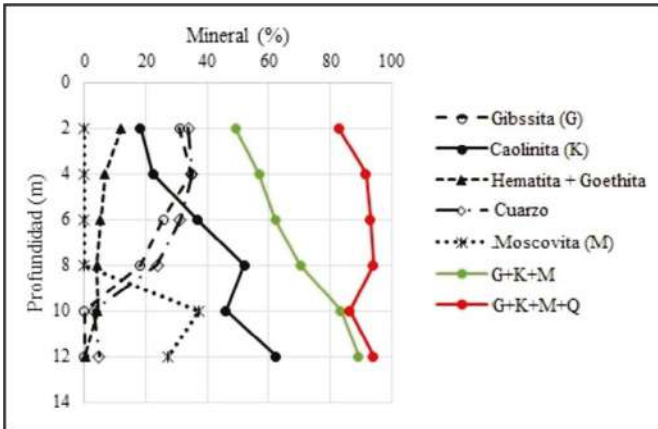


Figura 2 – Composición mineralógica de los perfiles de suelo estudiado (modificado, Rodrigues 2017)

De igual forma, la Figura 3 presenta los valores de capacidad de intercambio catiónico (CIC), los porcentajes de materia orgánica (MO), las saturaciones por bases (Sr) y la acidez a lo largo del perfil de intemperismo estudiado (Pérez 2018), evidenciando las diferencias significativas entre las propiedades químicas del suelo laterítico estudiado colectado a 1 m de profundidad y el suelo saprolítico colectado a 11 m de profundidad.

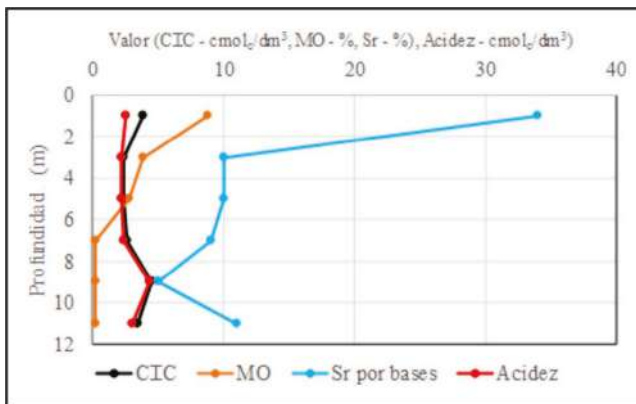


Figura 3 – Valores de CIC, MO, saturación por bases y acidez a lo largo del perfil (Pérez, 2018)

La Figura 4 presenta los resultados de potencial de carga cero (PZC) y potencial hidrógeno (pH), conceptos previamente discutidos en capítulos anteriores, los cuales fueron determinados para diferentes profundidades que componían un perfil de intemperismo tropical. En el caso de las mezclas, se presentan los resultados en las Figuras 4a y 4b para un tiempo de cura igual a 24 horas y 7 días respectivamente.

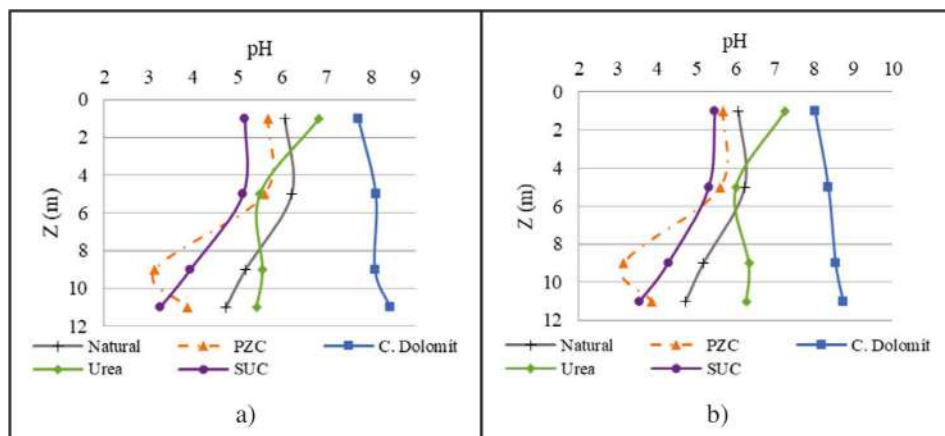


Figura 4 – Variación con la profundidad del PZC para el suelo natural y del PH para el suelo puro y las mezclas con Calcáreo Dolomítico, Urea e SUC: a) 24 horas de cura; b) 7 días de cura (modificado, Pérez 2018)

El valor de PZC presentado en la figura corresponde al del suelo puro, en cuanto que los valores de pH se refieren tanto al suelo puro como a las mezclas analizadas (Calcáreo Dolomítico, Urea, SUC). Sobresalen resultados similares para los dos períodos de cura, apenas con tendencia de un pequeño aumento en los valores de pH para 7 días de cura. Los valores de PZC obtenidos a lo largo del perfil son inferiores a los valores de pH del suelo puro, verificándose que apenas el compuesto SUC presentó resultados inferiores al PZC potencializando así la desagregación del suelo laterítico colectado a 1m de profundidad y la defloculación del suelo saprolítico colectado a 11m de profundidad.

Por otro lado, haciendo un análisis más detallado de la masa específica (r) obtenida utilizando un equipo pentapícnometro a gas, tanto para los suelos e insumos puros, así como para las diferentes mezclas de suelo-fertilizante (Tabla 1), se observa que las masas específicas resultantes de las mezclas no corresponden a la ponderación de las masas específicas del suelo con la del insumo utilizado, indicando así la ocurrencia de interacciones químicas, transformaciones y formación de nuevos compuestos que influyen en los resultados y análisis contenidos en este capítulo.

Tabla 1 – Masas específicas (r) del suelo puro, de los insumos usados y de las mezclas suelo-insumo (* valor medido, ** valor ponderado)

Suelo Puro	Masa específica (r) (g/cm ³)		
		Laterítico	Saprolítico
		2.68	2.88
Calcáreo Dolomítico	2.87	2,65* - 2,70**	2,86* - 2,88**
Urea	1.34	2,69* - 2,56**	2,65* - 2,74**
SUC	1.96	2,60* - 2,61**	2,69* - 2,80**

La textura y estructura de los suelos mezclados con fertilizantes, son dos propiedades físicas que también cambian dependiendo del producto químico con el cual el suelo reacciona. El efecto de la adición de los agentes químicos Calcáreo Dolomítico, Urea y SUC en estas características del suelo laterítico se muestra en la Figura 5, luego de un tiempo de exposición de aproximadamente dos años. Las imágenes obtenidas usando un microscopio electrónico de barrido (MEB) con un aumento de 50 veces, muestran una mayor presencia de partículas de menor tamaño para el suelo con incorporación de Calcáreo Dolomítico (Figura 5b) cuando comparado con la textura del suelo natural (Figura 5a), como si la muestra estuviese presentando pequeñas agregaciones de material; en cuanto que al evaluarse la mezcla con la Urea y con el SUC (Figura 5c y Figura 5d respectivamente), se observa una textura menos porosa con la unión de las agregaciones apuntando para la ocurrencia de desagregaciones

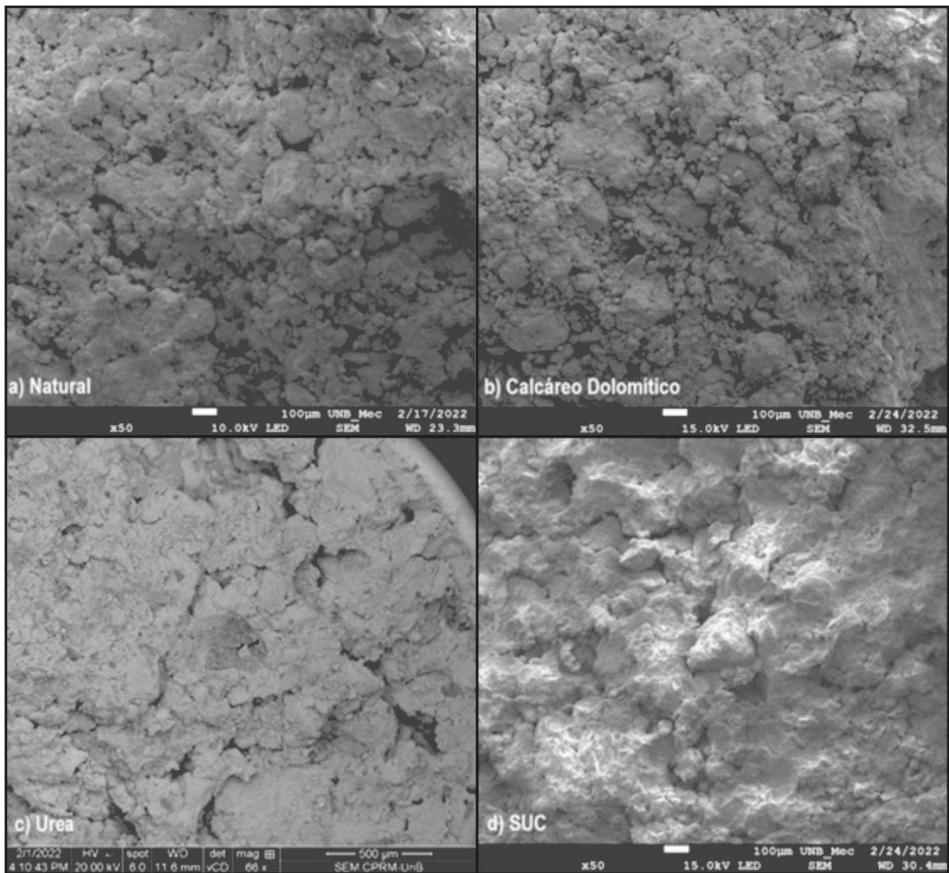


Figura 5 – Variaciones en la textura y porosidad del suelo laterítico a) puro; b) mezclado con Calcáreo Dolomítico; c) mezclado con SUC; d) mezclado con Urea

De acuerdo con los resultados presentados por Pérez (2018), estos fertilizantes generan desagregación de las partículas, siendo las mezclas con Urea y SUC las que más producen este efecto en los ensayos de sedimentación con agua destilada, aumentando también dicho efecto con el tiempo de cura (Figura 6a - 24 h de cura; Figura 6b - 7 días de cura). Para el caso de la mezcla con el Calcáreo Dolomítico, las pequeñas agregaciones observadas en el estado no saturado, se deshacen con facilidad cuando entran en contacto con el agua, generando en ese caso desagregación y revelando baja estabilidad.

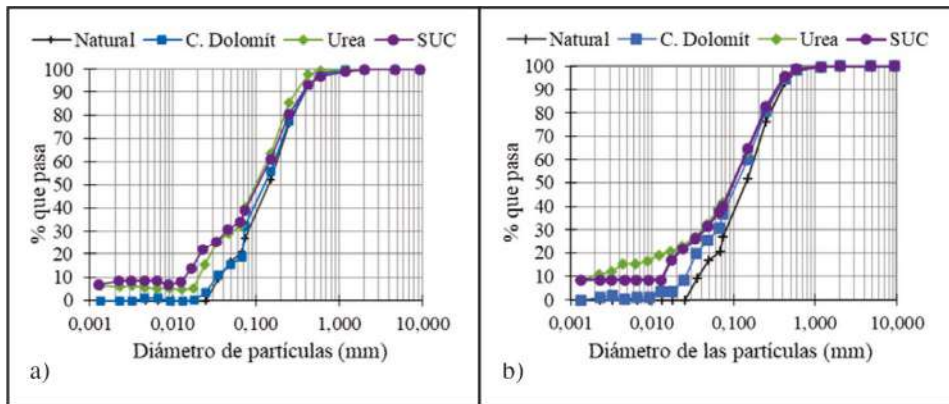


Figura 6 – Distribución granulométrica del suelo laterítico mezclado con Calcáreo Dolomítico, Urea y con el compuesto SUC: a) 24 horas después de la mezcla; b) 7 días después de la mezcla (modificado Pérez, 2018)

La desagregación o agregación que un producto químico puede generar en un suelo, va a depender de la composición químico-mineralógica de ese material, así como se ilustra en la Figura 7. Esta figura presenta el efecto de diferentes fertilizantes en la distribución granulométrica de un suelo de transición ensayado 24 horas y 7 días después de haber sido realizadas las mezclas, el cual, al encontrarse entre el suelo laterítico y el suelo saprolítico, va a presentar en mayor o menor proporción los dos tipos de estructura que caracterizan a estos dos suelos, o sea, las partículas pueden encontrarse aisladas, débilmente agregadas o formando paquetes de arcilla. Este suelo presentaba la mayor capacidad de intercambio catiónico de los suelos que componían el perfil de suelo estudiado, característica que también contribuye para el comportamiento obtenido en los resultados de granulometría. Cabe destacar en esa figura el desplazamiento verticalizado que se observa en todas las curvas al pasarse del tamaño de granos 0,074mm para 0,06mm indicando que las agregaciones que se mantuvieron estables en el proceso de sedimentación pierden su estabilidad cuando son sometidas al tamizado. Comparándose esa figura con la Figura 6, se observa que solo el suelo natural presentó un pequeño desnivel indicando la mayor estabilidad de las agregaciones.

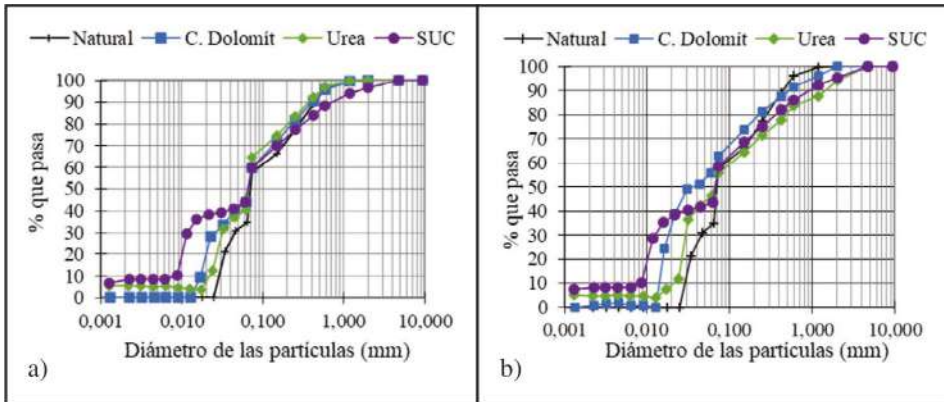


Figura 7 – Distribución granulométrica del suelo de transición y de las mezclas con Calcáreo Dolomítico, Urea y con el compuesto SUC: a) 24 horas y b) 7 días de cura (modificado Pérez, 2018)

El suelo saprolítico está compuesto predominantemente por la fracción limo con distribución granulométrica uniforme (Figura 8). Aunque la Urea y el compuesto SUC aumentan la fracción arcilla de este suelo, solo el compuesto SUC promueve el desplazamiento de la curva para un material más fino, apuntando al probable desprendimiento de partículas de arcilla que se encontraban adheridas a las partículas de limo. Considerándose los resultados de las figuras a y b, se verifica que el tiempo de cura prácticamente no intervino en ese desprendimiento de las partículas de arcilla.

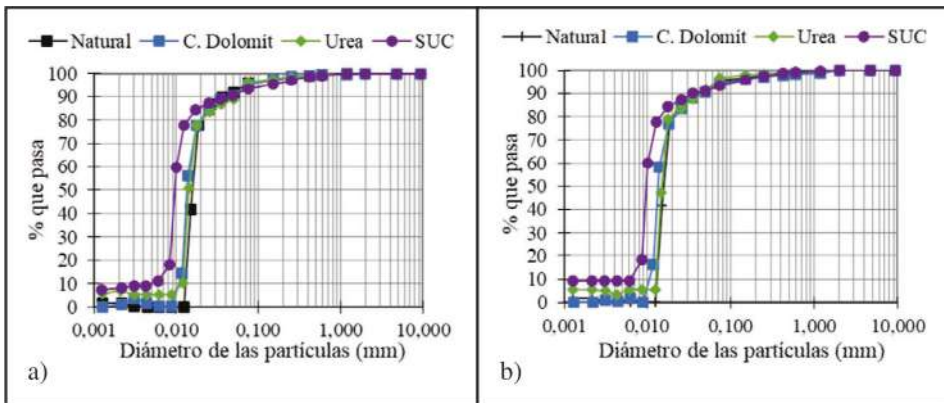


Figura 8 – Distribución granulométrica del suelo saprolítico y de las mezclas con Calcáreo Dolomítico, Urea y con el compuesto SUC: a) 24 horas y b) 7 días de cura (modificado Pérez, 2018)

En cuanto a la consistencia del material, la Figura 9 presenta, para las profundidades 1m, 5m, 9m y 11m, los resultados de límite líquido (LL, Figura 9a) y límite de plas-

tividad (LP, Figura 9b) obtenidos por Pérez (2018), tanto para el suelo puro como para el suelo mezclado con los productos aquí analizados (Calcáreo Dolomítico, Urea, SUC). Las figuras muestran que los valores menores de LL y LP a lo largo del perfil fueron obtenidos para la mezcla con el compuesto SUC, compuesto que generó el mayor porcentaje de arcilla en los análisis granulométricos, haciendo que sobresalga su potencial reductor de las fuerzas de interacción entre partículas. Esa disminución en los límites de liquidez y plasticidad indica una disminución de la resistencia del suelo al ser mezclado con ese compuesto (Grim, 1962). Teniendo en vista que tanto el límite de liquidez como el límite de plasticidad guardan relación con la resistencia del suelo y que los productos químicos afectan directamente la succión osmótica, esos resultados muestran la importancia de su consideración en situaciones en las cuales la química del medio sufre alteraciones como ejemplifican Ramírez *et al.* (2017) al estudiar los límites de Atterberg de un suelo cuando está en estado natural y cuando está contaminado por lixiviado.

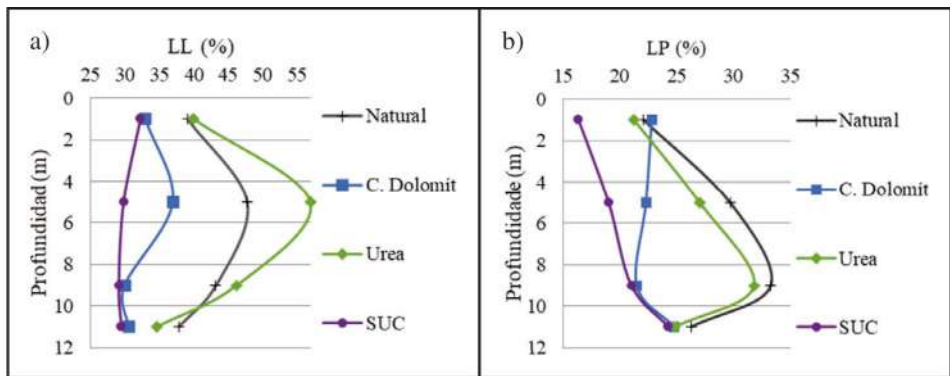


Figura 9. Resultados de los límites de atterberg siendo a) LL y b) LP (modificado, Pérez 2018)

3. CURVAS CARACTERÍSTICAS DE RETENCIÓN DE AGUA

3.1 Índice de vacíos

Como fue visto en la sección anterior, la presencia de fertilizantes en los suelos tropicales altera la textura y consistencia de los mismos, todo ello inducido por las reacciones químicas que ocurren, y que a medida que pasa el tiempo van intensificando su efecto. Ahora bien, desde el punto de vista geotécnico, el índice de vacíos es un parámetro importante en la determinación del comportamiento mecánico de los suelos, estrechamente relacionado con la estructura y granulometría de los mismos. Así pues, en esta sección se pretende analizar el efecto de la adición de insumos agrícolas en el índice de vacíos de los dos tipos de suelos estudiados.

La Figura 10 presenta los resultados obtenidos para los índices de vacíos de los cuerpos de prueba, sometidos al ensayo de determinación de la curva característica de reten-

ción de agua por la técnica del papel filtro, usando trayectoria mixta, tanto para el suelo laterítico (Figura 10a) como para el suelo saprolítico (Figura 10b). Inicialmente todos los cuerpos de prueba fueron compactados dinámicamente en un molde metálico de 5cm de diámetro, haciendo uso del compactador utilizado en la metodología MCV y aplicándose 6 golpes con el martillo pequeño (Peso = 2270gf).

Para las mezclas, las compactaciones fueron realizadas inmediatamente después de la homogenización con los productos químicos, esto para restringir las reacciones catiónicas inmediatas. La cantidad de suelo fue definida para que se obtuviesen cuerpos de prueba usando el suelo puro con 2,5 cm de altura, a esa cantidad de suelo fue adicionado 10% en peso para cada insumo utilizado. Como el diámetro del molde, el peso y la altura de caída del martillo fueron los mismos, teóricamente se redujo en aproximadamente 10% el valor de la energía de compactación cuando se adicionaron los insumos, siendo así esperado en esos casos un aumento del índice de vacíos inicial. Sin embargo, las Figura 10a y Figura 10b muestran valores de índices de vacíos mayores y menores que aquellos obtenidos para el suelo puro, determinados luego de un periodo de cura de 10 días.

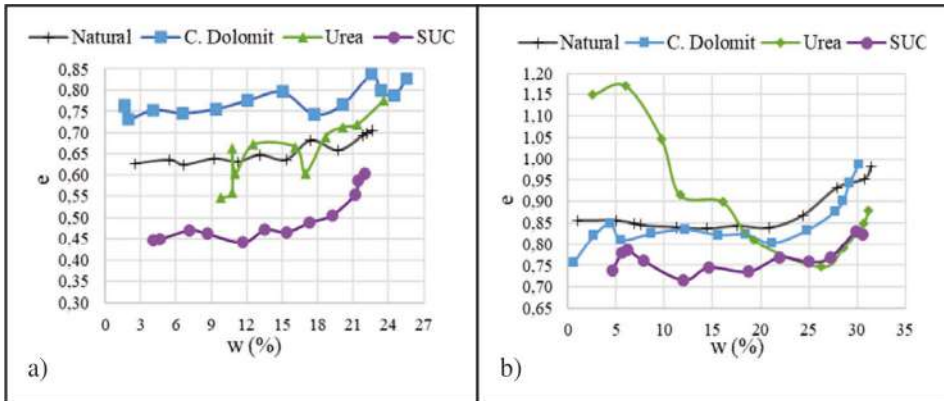


Figura 10 – Índices de vacíos en función de la humedad para el a) suelo laterítico y b) suelo saprolítico

En ambas figuras se observa que la mezcla con el compuesto SUC produce una disminución del índice de vacíos respecto al suelo natural, evidenciándose un efecto mayor sobre el suelo laterítico, coherente con los resultados de los análisis granulométricos y de pH, siendo este último inferior al PZC del suelo puro, reafirmando la potencial desagregación generada por este producto al contribuir con la reducción de la macroporosidad y, en consecuencia, del índice de vacíos del suelo compactado. Los menores valores de LL e LP obtenidos para ese compuesto SUC en relación al suelo laterítico puro también apuntan para una menor resistencia del suelo al proceso de compactación, lo que permite su mayor densificación.

Para el producto Urea, la granulometría fue poco afectada con 24 horas de cura, el pH próximo de 7 apunta para la neutralidad de la influencia de las fuerzas de atracción y repulsión y los límites de liquidez y plasticidad son semejantes a los obtenidos para el

suelo puro, tal y como se constata en las figuras presentadas. Para el producto Calcáreo Dolomítico los mayores valores de índice de vacíos obtenidos en relación al suelo puro, apuntan para la influencia del pH básico en los resultados al ampliar las fuerzas de repulsión entre partículas y entre agregados.

Para el suelo saprolítico los menores valores de índice de vacíos obtenidos para el compuesto SUC en relación al suelo natural, se deben prácticamente a los mismos factores mencionados para el suelo laterítico, excepto que, en lugar del potencial de desagregación, se establece el potencial de defloculación. Respecto al Calcáreo Dolomítico, a pesar del incremento en el pH y la potencialización de las fuerzas de repulsión entre partículas, los análisis granulométricos y la semejanza en los valores de límite de plasticidad con el suelo puro, señalan una semejanza en los resultados de compactación, acorde con los índices de vacíos próximos a los obtenidos para el suelo natural (Figura 10b).

Los resultados alcanzados para las mezclas con Urea, excepto para las humedades más elevadas donde ocurrió mayor preservación estructural con el tiempo de cura, fueron perjudicados por los fisuramientos oriundos de cristalizaciones y que llevaron a la ampliación de los índices de vacíos medidos. Además de una pequeña defloculación ampliando el porcentaje de arcilla en las mezclas con Urea, los menores valores de límite de liquidez y de plasticidad (Figura 9), indican una menor resistencia a la energía de compactación aplicada, lo que habría propiciado la proximidad con los resultados obtenidos para las humedades más elevadas del compuesto SUC.

3.2 Succión matricial

Como ya fue presentado, la textura, estructura e índice de vacíos de un suelo puede cambiar cuando los argilominerales que lo componen reaccionan con los elementos contenidos en cada fertilizante, generando así variaciones en la curva característica de retención de agua matricial, la cual, aunque generalmente afectada por la porosidad, no considera de modo directo la influencia del índice de vacíos en su forma cuando está en función de la humedad gravimétrica.

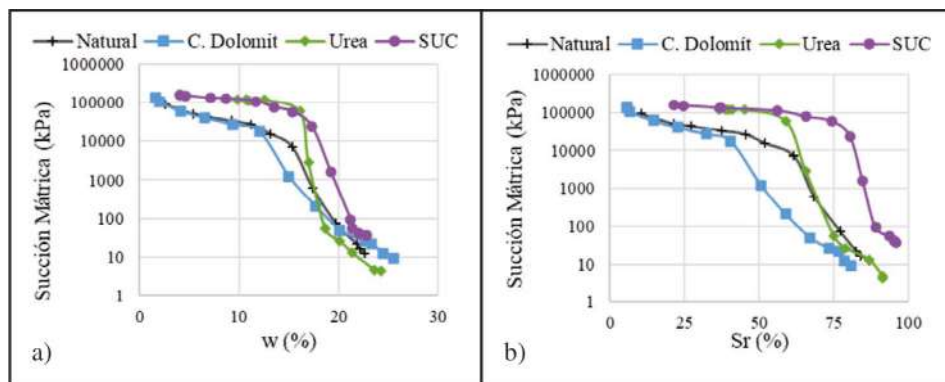


Figura 11 – Curvas características de retención de agua (succión mátrica) para el suelo laterítico en función: a) de la humedad (w); b) del grado de saturación (S_r)

En la Figura 13 se presentan las curvas características en función de la humedad y de la saturación obtenidas para el suelo laterítico junto con las curvas correspondientes a las mezclas con los fertilizantes utilizados. Notese que los valores de succión para la mezcla con el Calcáreo Dolomítico fueron bien similares a los obtenidos para el suelo natural en la región de los microporos, lo que indica que este producto no influye en la microestructura del suelo. Al mismo tiempo se observa para este insumo, una disminución en el valor de humedad (Figura 13a) y del grado de saturación (Figura 13b) del punto de entrada de aire en los microporos con relación al suelo natural, indicando una reducción del volumen de microporos debido a la posible desagregación generada por este agente químico en consecuencia del aumento del pH (Figura 4), propiciando así la necesidad de una menor cantidad de agua para llenar la zona de microporosidad.

Por otra parte, las mezclas con Urea y SUC presentan un incremento en los valores de succión en la zona de los microporos, sugiriendo una disminución en su tamaño debido probablemente a la cristalización que experimenta la Urea con la pérdida de humedad (Schmid *et al.*, 2018), tal y como muestra la Figura 1a. Estos cristales estarían sellando o disminuyendo el tamaño de algunos microporos, reduciendo su volumen respecto a la condición natural, de modo que, si bien pueden contribuir (Figura 6), no pueden asociarse directamente a fenómenos de desagregación como fue sugerido para el Calcáreo Dolomítico. Así mismo, el compuesto SUC, al contener Urea y Cloruro de Potasio en su composición, donde este último también presenta cristalización a medida que se pierde humedad en la mezcla (Figura 12), reduce la cantidad de agua necesaria para la saturación de los microporos.



Figura 12 – Cristalización del Cloruro de Potasio en un suelo laterítico

Analizando la zona de los meso y macroporos, la mezcla con Urea tiende a presentar un comportamiento similar al del suelo natural en cuanto que, para la mezcla con Calcáreo Dolomítico, se estaría generando una mejor distribución de los poros resultando en una transición más suave en el trecho entre los microporos y macroporos. Además, apesar del aumento de la porosidad de la mezcla con el Calcáreo Dolomítico en relación al suelo natural cuando compactado, esa mejor distribución de poros generó un incremento de la succión en la zona de los poros de mayor tamaño (Figura 11a).

La verticalización de las curvas características de retención de agua registrada para la Urea y para el compuesto SUC en el tramo intermediario entre los macro y micropo-

ros (Figura 11a) indica una reducción de los poros aquí considerados como mesoporos. En la Figura 11b se observa cierto paralelismo en el tramo de los mesoporos para estos dos fertilizantes, notándose una ligera reducción de la inclinación para la mezcla con SUC ya que la presencia del supersimple disminuye proporcionalmente la acción de los agentes cristalizadores Urea y Cloruro de Potasio

Al observar los resultados de la Figura 11b se percibe que la curva correspondiente a la mezcla con SUC, presenta un desplazamiento para la derecha con relación a la Figura 11a, esto debido al incremento en los valores del grado de saturación causado por la disminución del índice de vacíos para este producto químico, tal como se muestra en la Figura 10a. La disminución en el índice de vacíos podría ser producto de la desagregación generada por estos productos químicos (Perez, 2018), provocando un mayor número de contactos entre las partículas de suelo y un cierre de una parte de los macro y mesoporos que, unidos a las cristalizaciones observadas, contribuyen también para la disminución de los tamaños de los microporos. Aún no puede descartarse el impacto de los diferentes intercambios catiónicos que se presentan al momento de realizarse las diferentes mezclas, los cuales pueden alterar la carga de la solución, volviendo las conexiones entre partículas no solo un poco más débiles si no también interviniendo en las fuerzas resistentes a la compactación.

Un comportamiento inverso presentó la mezcla con el Calcáreo Dolomítico, donde el desplazamiento de las curvas para la izquierda es causado por un aumento en el índice de vacíos (Figura 10a). Como se observó en la Figura 5b ese aumento es producto de pequeñas agregaciones, las cuales una vez en contacto con el agua se deshacen con facilidad generando desagregación (Perez, 2018). En la Urea no se presentaron cambios significativos en relación al suelo puro en el trecho intermediario de la curva característica en función del grado de saturación (Figura 11b), exceptuando la pendiente, esto debido a que la variación del índice de vacíos no fue tan grande, quedando en un rango relativamente próximo al del suelo natural (Figura 10a).

En la Figura 13 son mostradas las curvas de succión transformada para el suelo laterítico según lo establecido por Camapum de Carvalho & Leroueil (2004). En este gráfico pF corresponde al logaritmo de la succión en centímetros de columna de agua. A pesar de la esperada divergencia de las curvas debido a la influencia de los compuestos químicos introducidos en el suelo, la amplificación de esa variación retrata el impacto de la alteración en la distribución de los poros oriundas de desagregaciones y cristalizaciones, conforme cada caso analizado previamente. Camapum de Carvalho *et al.* (2002) muestran que al considerarse la distribución de poros es posible aproximar curvas características de retención de agua que estaban distantes, esto cuando tratadas en terminos de un índice de vacíos global.

Las mayores perturbaciones se presentan en las curvas correspondientes a las mezclas con Urea y SUC, lo que retrata mayor impacto de esos productos en la distribución de poros por medio de las cristalizaciones formadas. Otro aspecto relevante a considerar se refiere al impacto de las propias alteraciones de las fuerzas interactivas fluido-mineral en la succión matricial, propiciando cambios en la naturaleza del material e interfiriendo directamente en los resultados de e^*pF . Este análisis de las curvas características en terminos de e^*pF es relevante, pues indica que además de la influencia de la distribución de poros, es necesario considerar el impacto de las modificaciones químicas del medio y del propio suelo en los resultados obtenidos.

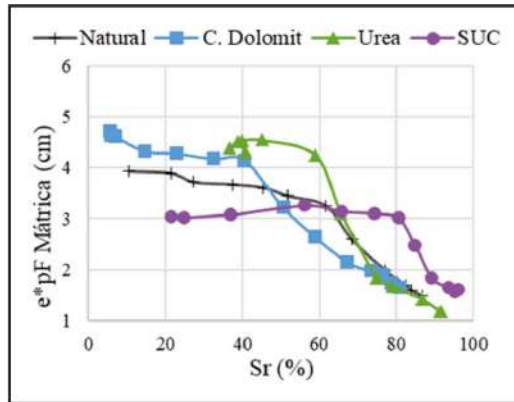


Figura 13 – Curvas características transformadas de las diferentes mezclas con el suelo laterítico

Así mismo, la Figura 14 presenta las curvas características de retención de agua matricial obtenidas para el suelo saprolítico en función del porcentaje de humedad (a) y del grado de saturación (b). Aunque el proceso de fisuración y cristalización generado en la mezcla con Urea lleva a un aumento del volumen medido de los cuerpos de prueba, la coincidencia en el trecho final de la curva ($e \times w$) con los resultados obtenidos para SUC (Figura 10b), indican una cierta semejanza en la porosidad de estas dos mezclas. Las menores porosidades registradas para estas mezclas serían entonces responsables por el aumento de las succiones en relación al suelo natural; los mayores valores obtenidos para la mezcla con el compuesto SUC en relación a la de la Urea se deben ciertamente a las diferencias en las fuerzas de interacción del fluido con los minerales y a la intervención de otros factores de orden químico.

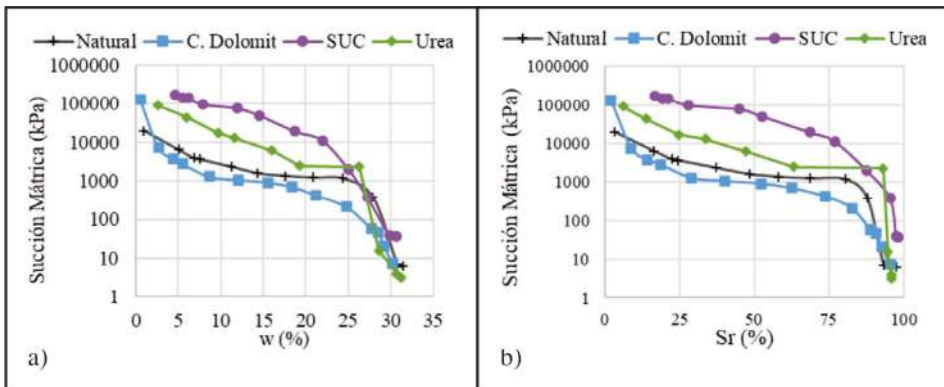


Figura 14 – Curvas características de retención de agua (succión mátrica) para el suelo saprolítico en función: a) de la humedad (w); b) del grado de saturación (S_r)

De igual manera, la Figura 15 presenta las curvas características transformadas obtenidas utilizándose los resultados de índice de vacíos y succión matricial presentados en la Figura 10b y Figura 14b, respectivamente. Se observa que para el suelo saprolítico ocurre mayor aproximación entre las curvas características transformadas por el índice de vacíos que para el suelo laterítico, recalcando la importancia de la distribución de poros en estos análisis, pues en cuanto el suelo laterítico presenta distribución de poros bimodal, el suelo saprolítico presenta distribución de poros monomodal.

Las diferencias entre las curvas características transformadas obtenidas para el suelo puro y para las diferentes mezclas, muestran la influencia de la química del medio en las interacciones entre partículas, sobresaliendo, sin embargo, una proximidad entre los resultados obtenidos para la Urea y para el compuesto SUC. Aunque la química del medio, conforme ya fue discutido, ejerce influencia en la succión matricial, la localización de la curva característica transformada obtenida para el Calcáreo Dolomítico con respecto a la del suelo puro, es coherente con los menores valores obtenidos para la succión mátrica (Figura 14b) y para el índice de vacíos (Figura 10b).

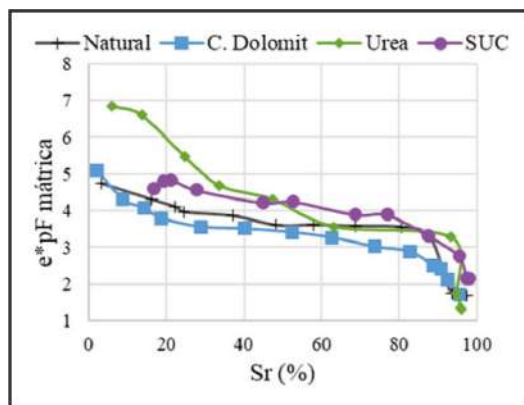


Figura 15 – Curvas características transformadas de las diferentes mezclas con el suelo saprolítico

3.3 Succión osmótica

Como fue mencionado en otros capítulos, la succión osmótica está relacionada con la concentración de sales disueltas en el agua contenida en el suelo, los cuales generan una disminución de la humedad relativa y la necesidad de mayor energía para remover una molécula de agua. Su actuación depende de la composición químico-mineralógica del suelo razón por la cual se optó por mostrar en este ítem los resultados obtenidos para el suelo laterítico y saprolítico estudiados en las secciones anteriores.

La Figura 16 muestra el gran efecto de los diferentes insumos agrícolas analizados sobre la succión osmótica de estos dos suelos. De forma general puede observarse el hecho de que aparentemente los fertilizantes ejercen poca, o inclusive ninguna influencia

en la succión osmótica actuante en los microporos del suelo laterítico (Figura 16a). Cabe destacar que esa tendencia registrada para humedades un poco inferiores a las asumidas como correspondientes a la entrada de aire en los microporos, se debe probablemente al hecho de que el equilibrio iónico con el fluido presente al interior de los agregados y microagregados, llevaría un período de tiempo mayor que el adoptado en los ensayos

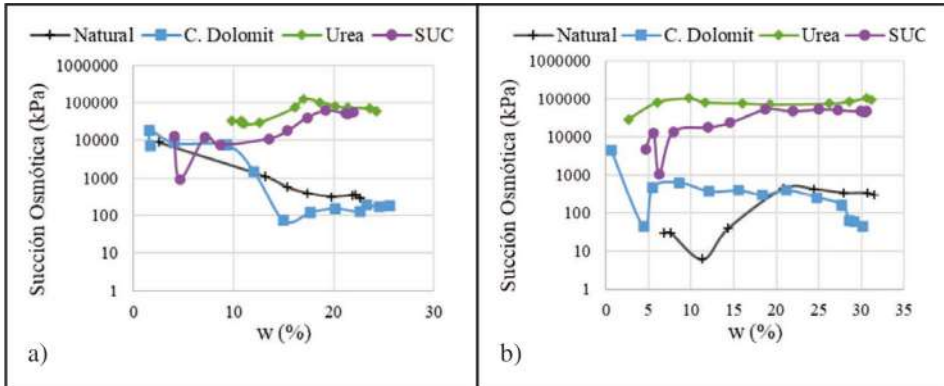


Figura 16 – Curvas características de succión osmótica en función de la humedad para un a) suelo laterítico y b) un suelo saprolítico

Para el suelo saprolítico (Figura 16b), teniendo como referencia al suelo laterítico con humedades inferiores a 10%, se observan no solo succiones osmóticas distintas, según el compuesto químico mezclado con el suelo, sino también valores que superan a la succión osmótica obtenida para el suelo natural, lo que refuerza el entendimiento de que la química introducida, para el caso del suelo laterítico, aún no ha tenido el tiempo suficiente de reacción como para llegar a afectar la zona de los microporos de este suelo.

Ya específicamente, para el caso del suelo laterítico mezclado con el Calcáreo Dolomítico (Figura 16a), se presenta la misma tendencia de comportamiento que el suelo natural, donde a mayor humedad menor succión osmótica generada, comportamiento semejante al comúnmente observado para la succión mátrica. Este fertilizante no tuvo variaciones significativas entre la succión total y la succión mátrica, indicando que el efecto de la succión osmótica no es muy relevante y, por tanto, las sales que proporciona el Calcáreo Dolomítico, o son pocas en comparación a los otros productos químicos, o no reaccionan significativamente con los argilominerales presentes en esta profundidad.

Para la Urea y el compuesto SUC el efecto sobre la succión osmótica fue contrario a la forma tradicional de la curva característica verificada para la succión mátrica. Considerando a Fredlund (1993), estos productos químicos estarían generando una gran concentración de sales disueltas en el agua del suelo, impidiendo que las moléculas de agua se evaporen, disminuyendo la presión de vapor y, por tanto, aumentando la succión osmótica, lo que finalmente produce un incremento en los valores de succión total. Para los suelos lateríticos estudiados, en la zona de los macroporos es donde se presenta la con-

centración de estas sales, evidenciando un mayor desplazamiento de las curvas de succión osmótica en comparación con las curvas correspondientes a los resultados de succión mátrica.

Por otra parte, para el suelo saprolítico (Figura 16b) se observa que los valores de succión osmótica obtenidos para las mezclas con Urea y SUC son muy similares para humedades superiores al 18%, al igual que ocurre con el suelo puro y la mezcla con Calcáreo Dolomítico. Los mayores valores de succión osmótica para los primeros dos casos, indican que las sales que proporcionan estos fertilizantes, reaccionan en mayor cantidad con los argilominerales de esta profundidad, haciendo con que una mayor cantidad de moléculas de agua hagan parte de esas reacciones; destacase la mezcla con Urea ya que presenta el mayor aumento de la succión osmótica, el cual se mantiene prácticamente constante a partir de la humedad 10%.

En el caso del Calcáreo Dolomítico, la succión osmótica tiende a disminuir con el aumento de la humedad, indicando que, a mayor cantidad de agua libre en la estructura del suelo, menor es la capacidad de retención de las moléculas de agua debido a la poca disponibilidad de sales en esta mezcla.

Sobresale de estos análisis que la succión osmótica es función no solo de la composición químico-mineralógica del suelo, sino también de la composición química del medio y de la zona de actuación en los poros. El hecho de que se produzca un incremento del índice de vacíos, a partir de aproximadamente el 17% y 22% de humedad para el suelo laterítico y saprolítico, respectivamente (Figura 10), en conjunto con el aumento de la humedad y las variaciones poco significativas en la succión osmótica, indica que en términos de película de recubrimiento de las partículas por el fluido, se mantiene cierta similitud, volviéndose constante la concentración de sales.

3.4 Succión total

Vistos los análisis realizados de las curvas de succión matricial y osmótica, en esta sección se analiza la contribución de cada una de ellas en la succión total, determinada mediante la técnica del papel filtro. En la Figura 17 se muestran los resultados de succión total para el suelo laterítico (a) y para el suelo saprolítico (b), notándose pequeñas variaciones con el porcentaje de humedad para las mezclas con Urea y con el compuesto SUC, como resultado de los valores mayores de succión mátrica y menores de succión osmótica para los menores contenidos de humedad, ocurriendo el caso contrario a medida que aumenta el contenido de agua de las mezclas. De igual forma, los valores de succión total obtenidos para la Urea y para el compuesto SUC son similares independiente de la humedad presente, siendo superiores a los valores obtenidos para el Calcáreo Dolomítico y para el suelo puro, los cuales también se encuentran próximos entre sí y, como se vio de igual forma con la succión mátrica (Figura 11a y Figura 14a), apuntando para una menor influencia de la succión osmótica en los resultados obtenidos para estos dos casos.

Por tanto, los análisis de las diferentes curvas características de retención de agua, succión mátrica, succión osmótica y succión total, muestran el elevado potencial de los insumos Urea y SUC para afectar el comportamiento mecánico de los suelos, obteniéndose un efecto menor cuando se utiliza el Calcáreo Dolomítico.

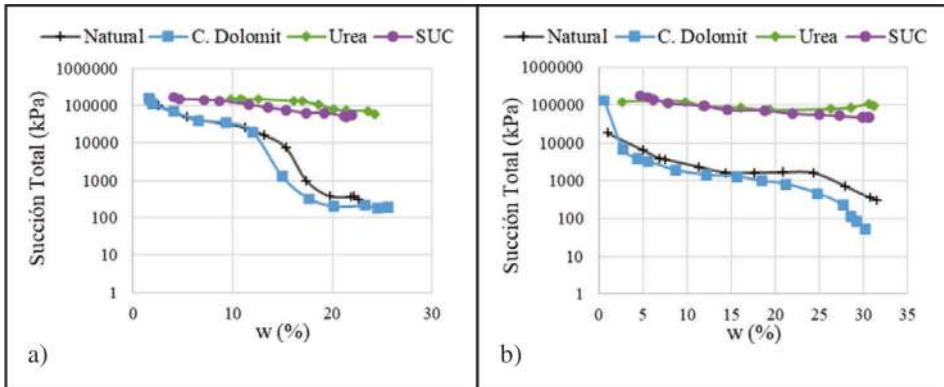


Figura 17 – Curvas características de retención de agua (succión total) en función de la humedad para un a) suelo laterítico y b) un suelo saprolítico

4. COMPORTAMIENTO MECÁNICO

4.1 Resistencia a la tracción por compresión diametral

El comportamiento mecánico de los suelos no saturados está directamente conectado a las succiones en él actuantes y estas dependen de factores como composición químico-mineralógica del suelo, química del fluido, porosidad, distribución de poros, porcentaje de humedad y distribución de la humedad. En la mayoría de los casos prevalece como más relevante el estudio de la influencia de la succión matricial en el comportamiento mecánico, sin embargo, en situaciones involucrando alteraciones químicas del medio y por consecuencia también del suelo, se hace necesaria una mayor atención a las variaciones de la succión osmótica, de las fuerzas de interacción entre partículas, así como la posibilidad de solubilización de determinados compuestos químicos presentes en los suelos y que están muchas veces actuando como adhesivo.

Cuando los suelos son utilizados para actividades agrícolas, no es raro que se vuelva necesario corregir su pH y adicionarle nutrientes indispensables para el cultivo de las plantas, lo que muchas veces implica cambios significativos en su comportamiento. Aunque tales acciones se den en el manto más superficial, las migraciones de compuestos y elementos químicos, así como sus solubilizaciones y conducción por medio de los flujos para capas más profundas, vuelve relevante en muchos casos, análisis más amplios del impacto de los insumos sobre las propiedades y comportamiento de los suelos.

A partir de lo expuesto serán analizados en este ítem, los impactos de la humedad, del índice de vacíos, de las succiones matricial y osmótica y de formulaciones englobando estos elementos, en el comportamiento mecánico de los suelos tropicales estudiados, basándose en los resultados de ensayos de resistencia a tracción por compresión diametral sobre los cuerpos de prueba utilizados en las determinaciones de las curvas características de retención de agua.

La Figura 18 presenta los resultados de resistencia a la tracción obtenidos para el suelo laterítico (a) y para el suelo saprolítico (b) en función del porcentaje de humedad en estado puro y cuando sometidos al tratamiento con los insumos agrícolas objeto de este estudio, los cuales son: Calcáreo Dolomítico, Urea y el compuesto SUC. Se evidencian comportamientos distintos en función del porcentaje de humedad para el suelo laterítico y para el suelo saprolítico, además del hecho de que las máximas resistencias a la tracción obtenidas para el suelo laterítico, son por mucho, superiores a las del suelo saprolítico. Las variaciones de la resistencia conforme el insumo utilizado, ya demuestran por sí mismas la necesidad de dar mayor importancia a las alteraciones químicas del medio y no apenas en consecuencia de la adición de insumos agrícolas.

Como era de esperar, existe una tendencia general de la disminución de la resistencia a la tracción con el aumento del índice de vacíos para ambos tipos de suelos (Figura 19), quedando claro también, cómo los insumos afectan de forma diferente a cada uno de ellos en relación al comportamiento presentado para la condición natural.

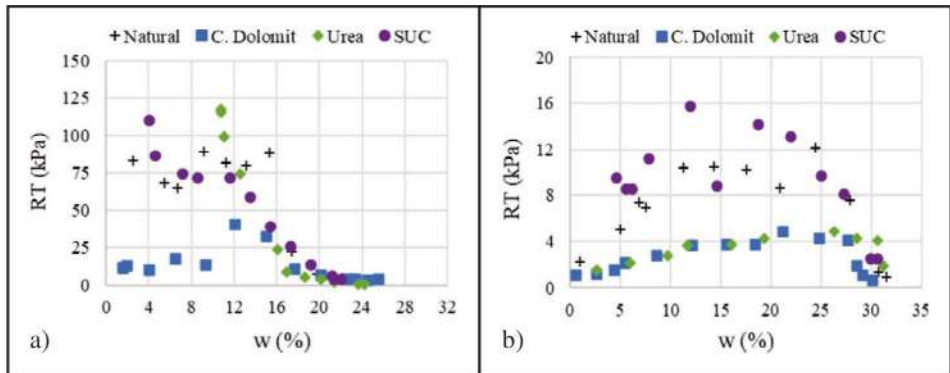


Figura 18 – Resistencia a la tracción por compresión diametral en función de la humedad para: a) suelo laterítico; b) suelo saprolítico

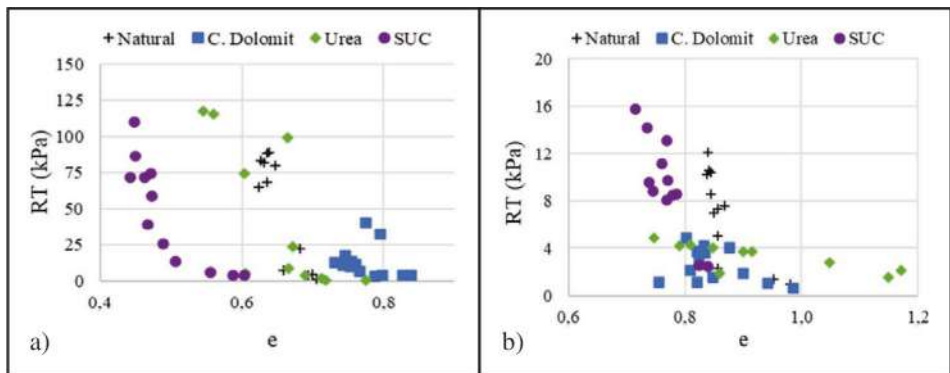


Figura 19 – Resistencia a la tracción por compresión diametral en función del índice de vacíos para: a) suelo laterítico; b) suelo saprolítico

Por otro lado, en la Figura 20 son presentados los resultados de resistencia en función de la succión matricial para los dos suelos analizados. Nótese que, considerando el conjunto de resultados obtenidos, los valores de succión matricial máxima alcanzados en ambos tipos de suelos son similares, siendo de 159MPa para el suelo laterítico y de 170MPa para el suelo saprolítico, resultando, sin embargo, en valores de resistencia a la tracción muy diferentes, apuntando a la necesidad de considerar en el estudio del comportamiento mecánico de los suelos no saturados, no solo la succión matricial sino también la succión osmótica y otros factores como la composición químico-mineralógica del suelo y del medio.

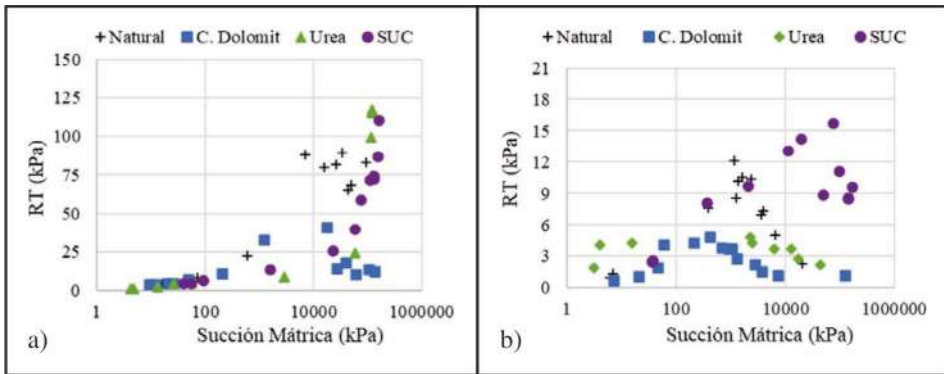


Figura 20 – Resistencia a la tracción por compresión diametral en función de la succión matricial para: a) suelo laterítico; b) suelo saprolítico

La Figura 21 presenta los resultados de resistencia a la tracción en función de la succión osmótica, revelando tendencias de comportamiento contrarias a las esperadas, ya que un aumento de la succión osmótica sugeriría incremento de la resistencia a la tracción. Por ejemplo, aunque para el suelo laterítico puro aparezca la tendencia supuesta, para las mezclas con Urea y con el compuesto SUC no sucede esto. Sin embargo, no se puede despreciar su relevancia para el comportamiento mecánico de los suelos como se demostrará a continuación.

En los estudios presentados por Camapum de Carvalho *et al.* (2002) se mostró que, si se mantiene la distribución de poros para un suelo en estado no saturado, su resistencia está dada en función de la succión matricial en pF (pF es el logaritmo de la succión en centímetros de columna de agua) normalizada por el índice de vacíos. Considerando lo anterior, se realizó este análisis para los suelos estudiados buscando evaluar el impacto de los insumos utilizados, como se evidencia en la Figura 22, donde se presenta el patrón esperado a pesar de la significativa dispersión de los datos, implicando, sin embargo, una mayor necesidad de entendimiento del impacto de los fertilizantes en el suelo.

Cabe resaltar dos aspectos relevantes antes de avanzar en los análisis: el primero corresponde a que el comportamiento mecánico de los suelos no saturados se da en función no solo de la succión mátrica sino también de otros factores como el tipo de suelo, su estructura etc. El segundo aspecto indica que independiente del nivel de intemperismo del

suelo, este va a alcanzar un pico de resistencia a la tracción con el aumento de la succión, ya que, en materiales agregados, como lo son los suelos lateríticos, a medida que aumenta la succión, esta pasa a actuar de modo predominante en los microporos. Ya para los suelos poco intemperizados o suelos saprolíticos, la resistencia a la tracción se ve comprometida por el surgimiento de fisuras cuando se tienen valores elevados de succión (Camapum de Carvalho & Gitirana Jr., 2021; Valencia *et al.*, 2007; Valencia *et al.*, 2019).

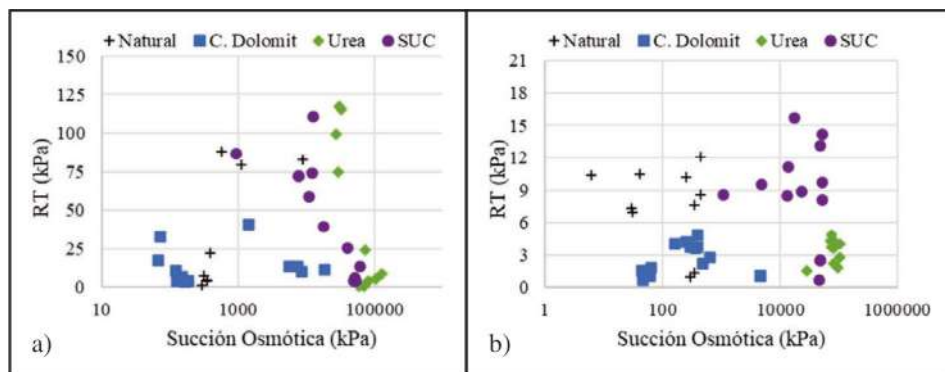


Figura 21 – Resistencia a la tracción por compresión diametral en función de la succión osmótica para: a) suelo laterítico; b) suelo saprolítico

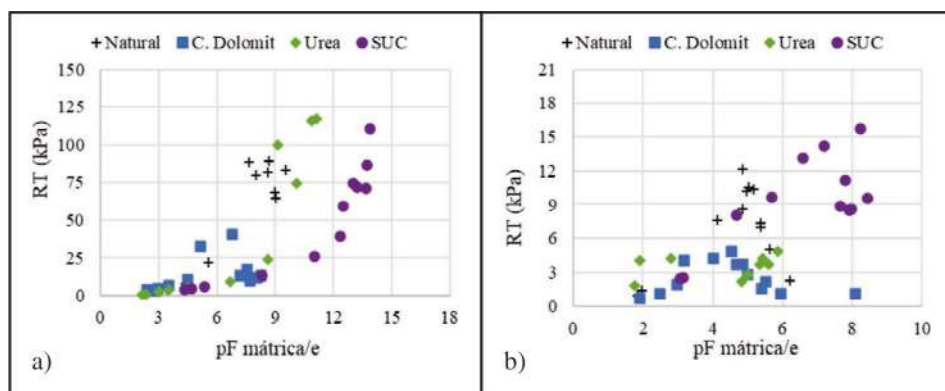


Figura 22 – Resistencia a la tracción por compresión diametral en función de la succión mátrica dada como pF y normalizada por el índice de vacíos para: a) suelo laterítico; b) suelo saprolítico

Haciéndose el análisis para la resistencia a la tracción en función de la succión osmótica expresada como pF y normalizada por el índice de vacíos (Figura 23) se verifica una leve mejoría de la distribución de los puntos en relación a los resultados presentados en función de la succión osmótica, conforme mostrado en la Figura 21.

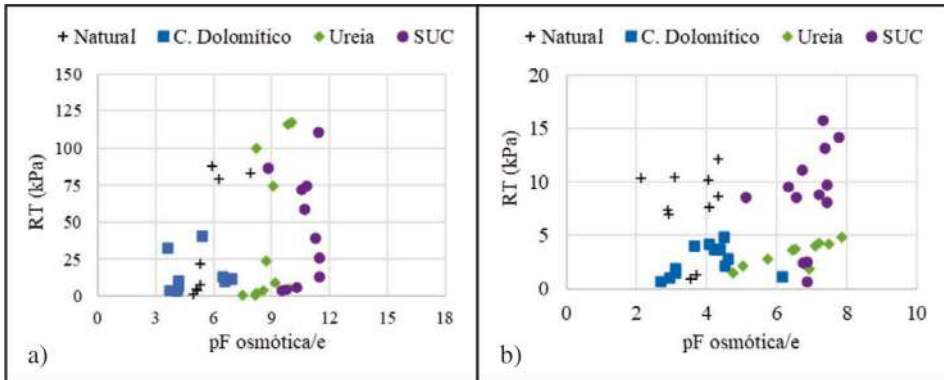


Figura 23 – Resistencia a la tracción por compresión diametral en función de la succión osmótica dada como pF y normalizada por el índice de vacíos para: a) suelo laterítico; b) suelo saprolítico

Considerando que tanto la succión mátrica como la osmótica afectan el comportamiento mecánico de los suelos, se analizó la resistencia a la tracción en función de la suma del pF de la succión mátrica y osmótica, ambas normalizada en relación al índice de vacíos, obteniendo los resultados presentados en la Figura 24. Comparando estas gráficas con las mostradas en la Figura 22 – Resistencia a la tracción por compresión diametral en función de la succión mátrica dada como pF y normalizada por el índice de vacíos para: a) suelo laterítico; b) suelo saprolítico., no hubo gran alteración en la distribución de los puntos, sin embargo, en relación a los resultados de la Figura 23, es notoria la mejoría para los dos tipos de suelos.

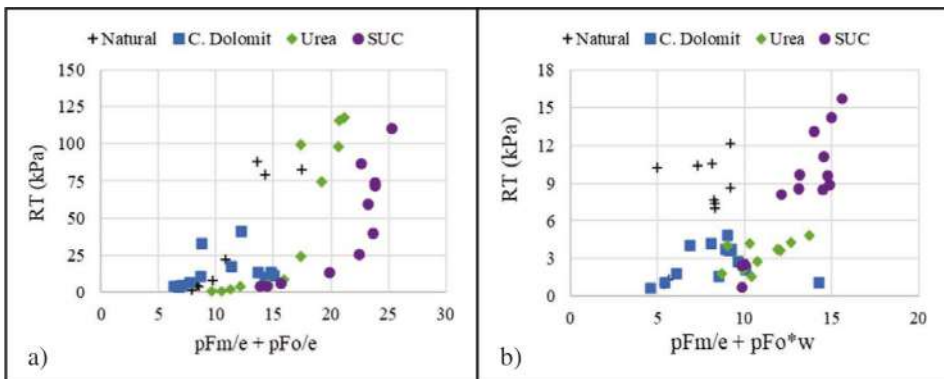


Figura 24 – Resistencia a la tracción por compresión diametral en función de la suma de la succión mátrica y osmótica, ambas dadas como pF y normalizadas por el índice de vacíos para: a) suelo laterítico; b) suelo saprolítico

Por otro lado, teniendo en cuenta el hecho de que mientras la succión mátrica es directamente una función de las dimensiones de los poros y que la succión osmótica está más relacionada al agua de hidratación del suelo, se optó por analizar la influencia de la suma de la succión mátrica normalizada por el índice de vacíos y la succión osmótica multiplicada por la humedad, en la resistencia a la tracción de los cuerpos de prueba, ambas succiones presentadas en términos de pF. Los resultados obtenidos para los suelos en estudio se presentan en la Figura 25, resaltando una nítida mejoría en la distribución de los puntos, especialmente para el suelo saprolítico.

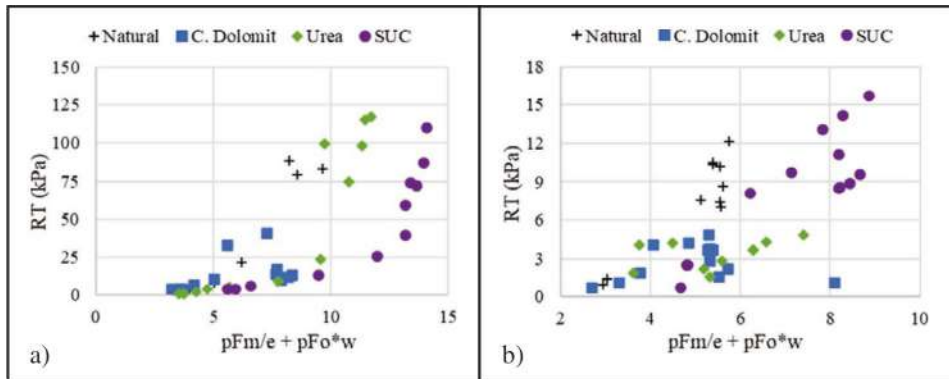


Figura 25 – Resistencia a la tracción por compresión diametral en función de la suma de la succión mátrica normalizada por el índice de vacíos y la succión osmótica transformada por la humedad para: a) suelo laterítico; b) suelo saprolítico

CONSIDERACIONES FINALES

El objetivo principal de este capítulo fue demostrar el efecto de la inserción de compuestos químicos en las propiedades y el comportamiento mecánico de suelos con diferentes grados de intemperismo, permitiendo ratificar la importancia de considerar la interacción agente-medio-suelo en los análisis realizados en el ámbito de la ingeniería geotécnica para el estado no saturado, e inclusive pudiendo afectar la condición saturada. Los estudios fueron dirigidos para la evaluación de la influencia de insumos agrícolas en las propiedades y comportamiento de los suelos que componen los perfiles de intemperismo tropical, sin embargo, las modificaciones de la química del fluido en contacto con el suelo y del sistema suelo-fluido también se pueden dar por la adición de estabilizantes químicos, cuando se introduce el concreto fresco en el suelo, cuando se usa agua contaminada en la compactación, cuando se infiltran aguas contaminadas en el suelo o hasta inclusive por alteraciones en la calidad del agua de lluvia que por lo menos en parte termina infiltrándose en el suelo, entre otros ejemplos.

Los resultados presentados y analizados en este capítulo, mostraron que los diferentes insumos utilizados en las mezclas con los suelos, generaron cambios en las propiedades físicas, en la estructura, en las curvas características de retención de agua y en la resistencia del suelo, las cuales variaron según el tipo de fertilizante, grado de intemperización y composición químico-mineralógica del suelo.

Los cambios presentados en la estructura del suelo, muestran que los diferentes fertilizantes pueden afectar la micro, meso y macroporosidad debido a las variaciones en el tamaño, volumen y cantidad de poros que componen estas zonas, generando con esto una alteración en los valores de la succión mátrica que a su vez está relacionada con la resistencia del suelo. La alteración en la concentración de sales producto de las reacciones del suelo con algunos de los productos químicos estudiados, también generaron cambios significativos en los valores de la succión osmótica y, por tanto, en la succión total, afectando las propiedades y comportamiento de los suelos analizados.

Los estudios y análisis presentados en este capítulo muestran la relevancia de considerar el uso y ocupación del suelo, pues las alteraciones químicas del medio y del sistema suelo-fluido que ocurran a corto, medio y largo plazo, son susceptibles de provocar desde simples alteraciones texturales hasta cambios significativos en la succión y comportamiento mecánico de los suelos. En el caso específico de los insumos agrícolas, sus solubilizaciones y lixiviaciones pueden generar a medio y largo plazo, problemas como subsidencias y rupturas de laderas, dependiendo de factores como composición químico-mineralógica del suelo, insumos utilizados, condiciones de drenaje y clima. Cuando se utilicen suelos que fueron sometidos a la práctica agrícola en obras de ingeniería, debe evaluarse si su composición química actual comprometería el desempeño de la obra a corto, medio y largo plazo.

Finalmente, cabe resaltar la necesidad de un mayor número de investigaciones alrededor de la temática abordada en este capítulo, tanto para ampliar los estudios realizados como para ayudar a un mejor entendimiento de los fenómenos químicos que ocurren en el suelo, de las consecuencias de la intervención humana en el medio que nos rodea y, más específicamente, de sus implicaciones en el análisis y ejecución de los proyectos de ingeniería.

AGRADECIMIENTOS

Los autores de este capítulo agradecen al CNPq por el apoyo financiero al desarrollo de la pesquisa que generó los resultados en los que se basa este capítulo y a Jair Ochoa Valderrama y Marleny Pérez Silva por su ayuda en la revisión de la traducción del mismo.

REFERENCIAS

CAMAPUM DE CARVALHO, J. & GITIRANA Jr., G.F.N. (2021). Unsaturated Soils in the context of tropical soils. *Soils and Rocks* 44(3): 21 p.

CAMAPUM DE CARVALHO, J. & GUIMARÃES R.C. & PEREIRA, J.H.F. (2002). Courbes de retention d'eau d'un profil d'alteration. *Proceedings of the 3rd International Conference on Unsaturated Soils, UNSAT 2002, Recife, Brasil, v I*, pp 289-294.

CAMAPUM DE CARVALHO, J. & LEROUEIL, S. (2004). Curva característica de sucção transformada. *Solos e Rochas*, (27)3: pp 231-242.

CHAHAL, N., RAJOR, A. & SIDDIQUE, R. (2011). Calcium carbonate precipitation by different bacterial strains. *African J. Biotechnol.*, 10(42): pp 8359-8372.

EZEOKONKWO, J.C. (2011). Engineering properties of NPK fertilizer modified soil. *J. Emerg. Trends Eng. Appl. Sci.*, 2(6): pp 962-966.

FREDLUND, D. G. & RAHARDJO, H. (1993). *Soil mechanics for unsaturated soils*. Jhon Wiley & Sons Inc. New York. pp 82-85.

GRIM, R.E. (1962). *Applied clay mineralogy*. McGraw-Hill Book Company, New York, 422 p.

JIANG-TAO, L.I. & BIN, Z. (2007). Paddy soil stability and mechanical properties as affected by long-term application of chemical fertilizer and animal manure in subtropical China 17(40371059): pp 568-579.

KIST STEFFEN, G.P., STEFFEN, R.B. & ANTONIOLLI, Z.I. (2011). Contaminação do solo e da água pelo uso de agrotóxicos. *TECNO-LÓGICA*, pp 15 - 21.

MOMOLI, R.S., CAMAPUM DE CARVALHO, J. & COOPER, M. (2017). Erosão hídrica em solos cultivados. In *Erosão em Borda de Reservatório*. Goiânia: Universidade Federal de Goiás, pp. 369-397. <https://gecon.eec.ufg.br/p/18785-publicacoes>

PÉREZ, A.C. (2018). Influência de insumos agrícolas em propriedades físicas de solos tropicais. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 103 p.

RAMIREZ, A.Q.; GONZÁLEZ, Y.V. & VALENCIA, L.A.L. (2017). Efecto de los lixiviados de residuos sólidos en un suelo tropical. *DYNA*, vol 84, n. 203, pp 283-290.

RODRIGUES, S.M. (2017). *Caracterização Mineralógica e microestrutural de um perfil intemperizado de Brasília*. Anápolis: Universidade Estadual de Goiás, 133 p.

SCHMID, J., ZARIKOS, I., TERZIS, A., ROTH, N. & WEIGAND, B. (2018). Crystallization of urea from an evaporative aqueous solution sessile droplet at sub-boiling temperatures and surfaces with different wettability. *International Journal of Experimental Thermal and Fluid Science*. 91, pp 80-88.

SENAHA, S.C.F. (2019). A quartzilização em perfis de intemperismo tropical. Brasília: Dissertação de Mestrado G.DM. – 332/2019, Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Universidade de Brasília, 159 p.

VALENCIA, Y.G.; CAMAPUM DE CARVALHO, J. & GITIRANA Jr., G.F.N. (2019). Metodologias simples para determinar em solos parcialmente saturados a envoltória de resistência ao cisalhamento. *Revista EIA*. Vol. 16 (32), pp. 43-53. <https://doi.org/10.24050/reia.v16i32.1218>.

VALENCIA, Y.G.; SANTOS, M.A.A.; CAMAPUM DE CARVALHO, J.; FARIAS, M.M. & GITIRANA Jr, G.F.N. (2007). Una metodología simple para determinar la envolvente de resistencia al corte de suelos no saturados: resultados experimentales y validación. *Proc. XIII Conferencia Panamericana de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica*. Isla de Margarita. SVDG e ISSMGE, pp. 710-715.

Capítulo 17

SOLOS COLAPSÍVEIS E EXPANSIVOS

Silvio Romero de Melo Ferreira
Orencio Monje Vilar

1. INTRODUÇÃO

Uma característica inerente aos solos não saturados é a tendência a sofrer variações de volume quando se lhes altera o teor de umidade sob tensões praticamente constantes. Quando se aumenta o teor de umidade, pode ocorrer redução de volume, como ocorre, tipicamente, em solos de baixa densidade, ou seu aumento, comportamento típico dos solos expansivos. As razões para tal são diferentes num e noutro caso. Nos solos de baixa densidade, o aumento de umidade resulta numa redução da resistência nos contatos interpartículas, comumente por redução de sucção, um rearranjo estrutural e uma nova condição de equilíbrio sob a carga atuante e o novo teor de umidade ou nova sucção. A esse fenômeno, tem-se dado o nome de colapso, donde a designação de solo colapsível ou colapsável aos solos que experimentam o fenômeno. Embora colapso tenha um significado amplo, principalmente, em engenharia, o fato é que, em Geotecnia, a palavra ganhou o significado de expressar a redução de volume demonstrada por certos solos quando são umedecidos. Nessa perspectiva, os solos são ainda designados de verdadeiramente colapsíveis quando experimentam o fenômeno de redução de volume por umedecimento sob peso próprio e condicionalmente colapsíveis quando a redução de volume se processa sob a ação de uma sobrecarga adicional.

No Brasil, a grande ênfase no estudo de solos colapsíveis data da década de 1970, motivado pela construção de barragens no Centro-Sul e por problemas associados a fundações de barragens e de edifícios no Sudeste e em municípios do semi-árido (Vargas, 1973; Pinto, 1978; Vilar *et al.*, 1981, dentre outros). Os solos expansivos são encontrados em várias regiões do país, em especial, no Nordeste, onde aparecem em camadas de formação cretácea, aproximadamente, ao longo do meridiano da Bahia para o norte, até atravessar Pernambuco e Ceará. O solo expansivo do Massapê do Recôncavo Baiano foi motivo de estudos de vários pesquisadores, como Sobral (1956) e Simões e Costa Filho (1981). Nas regiões Centro-Sul e Sul, foram encontrados solos expansivos, por exemplo, em camadas superficiais de podzólicos das Formações Passa Dois e Grupo Tubarão, em São Paulo, Paraná e Santa Catarina e, também, na Formação Santa Maria, no Rio Grande do Sul (Vargas *et al.*, 1989). Há ocorrência, ainda, de solos expansivos no Maranhão, Rio Grande do Norte, Alagoas, Sergipe, Mato Grosso (Ferreira, 1995).

Os fenômenos de expansão resultam de causas normalmente associadas à presença de minerais de natureza expansiva, como as esmectitas. Comparativamente ao comportamento dos solos colapsíveis, tem-se, agora, um fenômeno mais complexo, dominado por causas físico-químicas e que, além do aumento de volume, traz consigo outra consequência associada, a tensão de expansão. Nesses solos, pode ocorrer aumento de volume pelo umedecimento e posterior redução por secagem, fenômeno que tende a se repetir ciclicamente por variações sazonais de umidade ou de sucção do solo num comportamento que se assemelha ao abrir e fechar o fole de uma sanfona. Os solos expansivos são não saturados que contêm argilominerais de estrutura laminar do tipo 2:1, como as montmorilonitas e as vermiculitas. Assim, tais solos podem estar associados a qualquer rocha cuja decomposição enseja a formação de argilominerais expansivos, como é o caso de rochas ígneas básicas, tais como os basaltos, diabásios e gabros onde a decomposição do piroxênio e do feldspato possibilita a formação de montmorilonita. Por outro lado, certas formações, como as sedimentares, que permitem a acumulação de diferentes componentes, também dão origem a solos expansivos, como é o caso de folhelhos, margas e calcários, podendo-se encontrá-los, ainda, em solos formados a partir de rochas metamórficas. A preservação dos minerais expansivos deve-se à formação desses solos em regiões semiáridas de clima tropical e mesmo temperado, onde, comumente, a evapotranspiração excede a precipitação. Algumas características predominantes são indicativas da ocorrência de solos que experimentam variação de volume quando inundados. Essas características são apresentadas na Tabela 1 e dão indicações qualitativas acerca do caráter colapsível ou expansivo, sugerindo que devem ser muitas as possibilidades de suas ocorrências em todo o globo terrestre e, evidentemente, no Brasil.

Tabela 1 – Principais características dos solos expansivos e colapsíveis

Solos Expansivos	Solos Colapsíveis
• Solos não saturados.	• Solos não saturados.
• Solos com minerais argílicos, montmorilonita ou vermiculita. • Contrações e expansões com aparecimento de superfícies de fricção.	• Solos com estrutura porosa ou instável, com partículas interligadas por argila, óxido de ferro, alumínio ou carbonatos.
• Solos com drenagem baixa e atividade alta, derivados de rochas ígneas, basicamente, basalto, diabásios e gabros e de rochas sedimentares basicamente: folhelhos, margas e calcários.	• Solos de origem recente e de fácil drenagem de regiões tropicais úmidas com lixiviação dos horizontes superficiais.
• Solos em regiões onde a evapotranspiração excede a precipitação, regiões semiáridas de clima tropical e temperado.	• Solos em regiões onde a evapotranspiração excede a precipitação, regiões de alternância de estações secas e chuvas intensas e concentradas.

Cumprir destacar o fato de que certos solos com baixa densidade e com minerais expansivos podem experimentar colapso ou expansão, a depender do nível de carga atuante, conforme se mostrará mais adiante. Entretanto, para maior clareza, o texto abordará sepa-

radamente os aspectos gerais dos solos colapsíveis e dos expansivos e, quando necessário, far-se-á menção à ocorrência dos fenômenos conjuntamente. Optou-se por conduzir o texto com base, principalmente, nos dados empíricos obtidos para solos brasileiros, reconhecendo-se, entretanto, que há um considerável acervo de dados disponível na literatura produzido em instituições estrangeiras. Ressalta-se, ainda, que por se tratar de deformações por umedecimento e sem acréscimo de cargas, estão excluídas, do texto, considerações sobre o adensamento de solos não saturados, promovidas por acréscimos de tensão e que podem resultar na expulsão de ar e/ou de água dos vazios dos solos.

2. SOLOS COLAPSÍVEIS

Alguns dos primeiros registros de ocorrência de colapso referem-se a obras assentadas sobre *loess*, um tipo de solo formado após transporte eólico, de ampla ocorrência em várias partes do mundo. Posteriormente, a crescente ocupação de outras regiões com solos de baixa densidade e não saturados, como na Califórnia, na África e na América do Sul, permitiu constatar que o problema pode se originar em qualquer tipo de solo, inclusive nos (mal) compactados, desde que o solo esteja não saturado e apresente baixa densidade, condições essenciais para a manifestação do fenômeno.

2.1 Critérios de identificação

Os critérios disponíveis para a identificação de solos colapsíveis seguem, basicamente, algumas orientações: critérios “regionais” desenvolvidos para determinadas ocorrências de solos ou regiões, a partir de conceitos empíricos ou de determinados testes rápidos; critérios baseados nos limites de consistência ou nas condições de compacidade do solo natural. A Tabela 2 reúne alguns desses critérios. Outros critérios empregam ensaios de laboratório, como os edométricos simples ou duplos, e ensaios *in situ*, como o expansocolapsômetro, equipamento desenvolvido especialmente para essa finalidade.

Vários dos critérios buscam indicar, indiretamente, a compacidade do solo, via índice de vazios ou umidade de saturação, como é o caso dos critérios de Denisov (1951) e de Gibbs e Bara (1962). O primeiro associa o índice de vazios que conteria a umidade correspondente ao limite de liquidez ao índice de vazios natural, enquanto o segundo associa a umidade que provoca a saturação ao limite de liquidez do solo. Nesses casos, parece ser mais útil perseguir uma medida direta da compacidade do solo *in situ*, o que foi proposto por Gibbs (1961) e, no Brasil, por de Mello (1973), que especificou que solos com grau de compactação natural, RC_n , relação entre a massa específica seca *in situ* e a massa específica seca máxima, obtida no ensaio de Proctor Normal, fosse inferior a 80%. Vilar e Rodrigues (2007) revisaram o critério de Gibbs (1961) com dados de cerca de 100 tipos de solo e confirmaram a sua eficácia, sugerindo, ainda, que a faixa de solos colapsíveis poderia ser ligeiramente estendida, conforme se mostra na Figura 1. Nesta figura, Δw corresponde ao desvio de umidade, diferença entre a umidade do solo e sua umidade ótima, sendo os valores negativos associados aos solos dito “secos”, isto é, com umidade menor que a ótima. Com relação à proposta de de Mello (1973), sugeriram, para os solos secos, que ela deveria ser ampliada para 90%, com os valores limítrofes encarados com a

devida cautela em ambos os critérios.

Tabela 2 – Critérios de identificação de solo colapsível

Referência	Expressão	Limites
DENISOV (1951) citado por REGINATTO (1970)	$K = \frac{e_1}{e_0}$	<ul style="list-style-type: none"> • $0,5 < K < 0,75$, altamente colapsível • $K = 1$, não colapsível • $1,5 < K < 2$, não colapsível
FEDA (1966)	$KI = \frac{\left(\frac{w_0}{S_0}\right) - w_p}{w_l - w_p}$	Se $S_o > 80\%$ e $KI > 0,85$, o solo é colapsível
PRIKLONSKIJ (1952) citado por FEDA (1966)	$Kd = \frac{w_1 - w_0}{w_1 - w_p}$	<ul style="list-style-type: none"> • $Kd < 0$, altamente colapsível, • $Kd > 0,5$, colapsível e • $Kd > 1$, expansivo
GIBBS & BARA (1962)	$R = \frac{w_{sat}}{w_l}$	$R > 1$, colapsível
KASSIF e HENKIN (1967)	$K = \gamma_d \times w$	$K < 15$, colapsível
JENNINGS e KNIGHT (1975)	Cascalho fino	<ul style="list-style-type: none"> $S_r < 6\%$, colapsível $S_r > 10\%$, não colapsível
	Areia fina	<ul style="list-style-type: none"> $S_r < 50\%$, colapsível $S_r > 60\%$, não colapsível
	Silte argiloso	<ul style="list-style-type: none"> $S_r < 90\%$, colapsível $S_r > 95\%$, não colapsível
Código de obras da URSS (1977) citado por RESNIK (1989)	$CI = \frac{e_0 - e_1}{1 + e_0}$	Ocorre colapso para:
	$S_r < 80\%$	<ul style="list-style-type: none"> • $1\% \leq w_p \leq 10\%$, $CI < 0,1$ • $10\% \leq w_p \leq 14\%$, $CI < 0,17$ • $14\% \leq w_p \leq 22\%$, $CI < 0,24$

σ_{v1} - tensão de inundação no ensaio edométrico; e_1 - índice de vazios (amolgado) correspondente ao limite de liquidez; S_r - grau de saturação; e_0 - índice de vazios natural; γ_d - peso específico seco; w , w_0 - umidade natural; w_p - limite de plasticidade; w_l - limite de liquidez; K - coeficiente de subsidência; KI - coeficiente de colapsibilidade; PC - potencial de colapso.

No ensaio edométrico ou de adensamento com inundação por estágios, após estabilizados os recalques devidos ao carregamento, inunda-se o corpo de prova e registram-se os recalques adicionais, enquanto, no ensaio duplo de adensamento (Jennings & Knight, 1957), conduzem-se, paralelamente, dois ensaios de adensamento: um a teor de umidade natural e outro com a amostra inundada antes do primeiro carregamento. A Figura 2 ilustra resultados típicos empregando essas duas alternativas de teste.

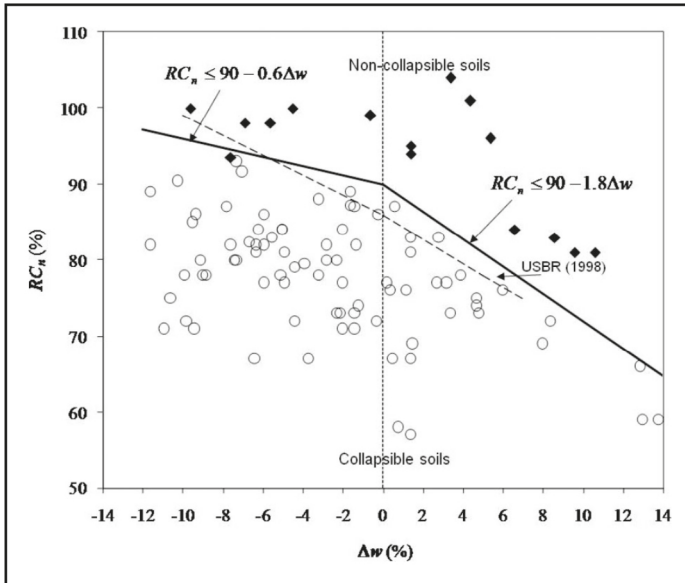
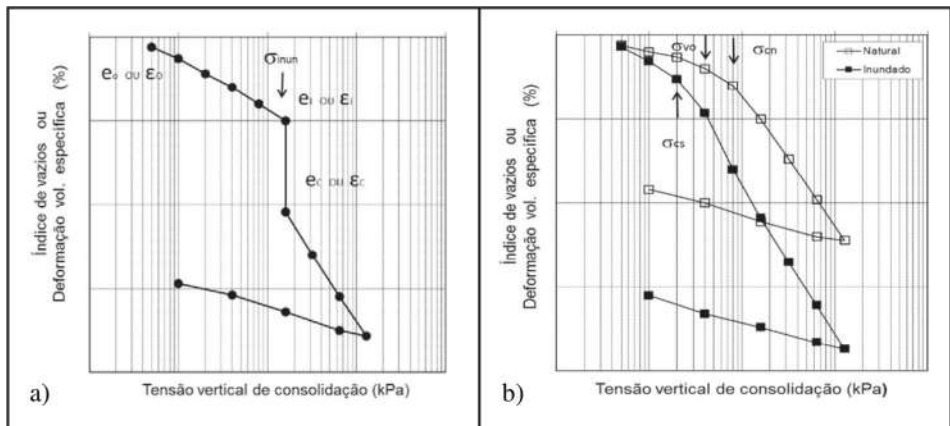


Figura 1 – Critério de Gibbs (1961) atualizado com dados de cerca de 100 tipos de solo (Vilar e Rodrigues, 2007)



onde:

e_i, ε_i índice de vazios ou deformação volumétrica específica até a tensão considerada antes da inundação;

e_c, ε_c índice de vazios ou deformação volumétrica específica após a inundação;

onde:

σ_{cn} Tensão de pré-consolidação virtual do solo na unidade natural;

σ_{cs} Tensão de pré-consolidação virtual do solo inundado;

σ_{vo} Tensão vertical devido ao peso próprio do solo em campo.

Figura 2 – Ensaios edométricos: a) simples, b) duplo

A partir dos resultados pode-se calcular o potencial de colapso, PC, como:

$$PC(\%) = 100 \cdot \frac{e_c - e_i}{1 + e_i} = 100 \cdot \frac{\varepsilon_c - \varepsilon_i}{1 + \varepsilon_i} = 100 \cdot \frac{h_c - h_i}{1 + h_i} \quad (\text{Eq. 1})$$

onde:

e_i, ε_i e h_i = índice de vazios, deformação volumétrica específica e altura do corpo de prova até a tensão considerada sob umidade natural (antes da inundação);

e_c, ε_c e h_c = índice de vazios, deformação volumétrica específica e altura do corpo de prova alcançada em consequência da inundação (após a inundação).

Com base nos valores para potencial de colapso (PC), Abelev (1948) classifica como solos colapsíveis aqueles que apresentem valores superiores a 2%. Vargas (1978) utiliza o mesmo critério de Abelev (1948), com a diferença de não ter restrições à tensão de inundação. Na Tabela 3, é apresentada a classificação proposta por Jennings & Knight (1975), indicando a gravidade dos problemas nas edificações e a classificação de Lutenegger & Saber (1988), indicando o grau de severidade ao colapso.

Tabela 3 – Classificação da colapsibilidade em obras de engenharia a partir de resultados de ensaios edométricos simples

Jennings & Knight (1975) para tensão de inundação de 200 kPa		Lutenegger & Saber (1988) para tensão de inundação de 300 kPa	
PC (%)	Gravidade dos Problemas	PC (%)	Grau de severidade ao colapso
0 a 1	Sem problema	2	Leve
1 a 5	Problema moderado	6	Moderado
5 a 10	Problemático	10	Alto
10 a 20	Problema grave	-	-
> 20	Problema muito grave	-	-

Os valores dos potenciais de colapso tipicamente crescem com o acréscimo da tensão vertical de inundação, atingindo valores máximos para uma determinada tensão e, posteriormente, decrescem conforme se ilustra na Figura 3, que mostra resultados para solos de Petrolina - PE, obtidos por Ferreira (1995), Fucale (2000) e Silva (2003). Nesses casos, trata-se de areias siltosas ou argilosas, com densidade de sólidos variando de 2,60 a 2,64 e peso específico aparente seco variando de 16,00 a 16,70 kN/m³.

No caso dos ensaios duplos, a diferença de ordenadas entre as duas curvas, para uma dada tensão, permite calcular a deformação por colapso. Partindo do pressuposto de que não devem ocorrer variações volumétricas devido a variações de umidade, sob condições de equilíbrio com o peso do solo sobrejacente no campo, Jennings & Knight (1957) sugerem uma aproximação geométrica para sobrepor as curvas de compressão dos dois testes e, com isso, podem-se calcular os recalques devido à inundação para condições sem deformação lateral ou em repouso.

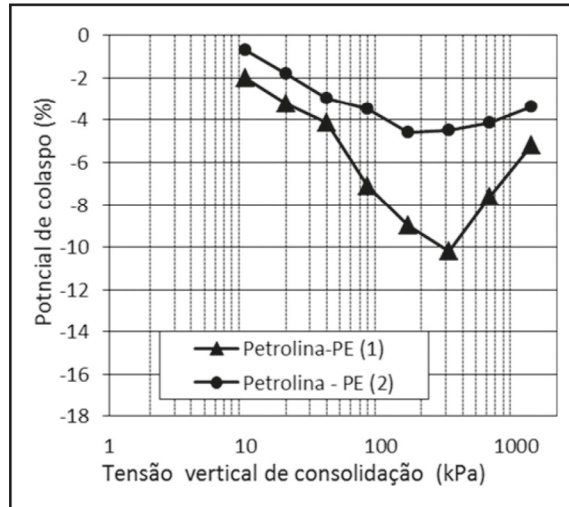


Figura 3 – Variação do potencial de colapso com a tensão vertical

Reginatto & Ferrero (1973) apresentaram um critério para determinar a suscetibilidade ao colapso dos solos para uma determinada tensão vertical, tomando-se como referência a tensão vertical geostática e a tensão de escoamento sob duas condições limites: na umidade natural e na condição saturada. Definem o Coeficiente de Colapsibilidade (Equação 2) e classificam os solos em verdadeiramente colapsível e condicionado ao colapso.

$$C = \frac{\sigma_{cs} - \sigma_{v0}}{\sigma_{cn} - \sigma_{v0}} \quad (\text{Eq. 2})$$

onde:

C = Coeficiente de Colapsibilidade;

σ_{cn} = Tensão de pré-adensamento ou de cedência virtual do solo na umidade natural;

σ_{cs} = Tensão de pré-adensamento ou de cedência virtual do solo inundado;

σ_{v0} = Tensão vertical devida ao peso próprio do solo em campo.

As possibilidades de combinação das citadas tensões originam as seguintes condições e correspondentes classificações:

a) solo verdadeiramente colapsível quando $\sigma_{cs} < \sigma_{v0}$ e $C < 0$. O solo sofre colapso sem carregamento externo;

b) solo condicionalmente colapsível quando $\sigma_{cs} < \sigma_{v0}$ e $0 < C < 1$. A ocorrência de colapso depende da tensão, induzido pelo carregamento externo (σ_v), segundo as seguintes situações:

- não ocorre colapso com a inundação do solo quando $\sigma_v < \sigma_{cs}$;
- ocorre colapso quando o solo for inundado após carregamento quando $\sigma_{cs} < \sigma_v < \sigma_{cn}$;
- pode ocorrer colapso mesmo sem inundação quando $\sigma_v > \sigma_{cn}$.

c) há a indefinição quanto à ocorrência do colapso quando $\sigma_{cs} = \sigma_{cn}$ e $C=1$.

Para a avaliação de colapso por meio de ensaios de campo, Ferreira e Lacerda (1993) desenvolveram um equipamento simples denominado expansocolapsômetro (Figura 4), que permite avaliar a variação de volume dos solos em campo em diferentes profundidades do perfil geotécnico. Após a abertura de um furo por sondagem a trado, é iniciado o carregamento em estágios até alcançar uma tensão específica, quando é feita a inundação. Os recalques são acompanhados até a estabilização, e o potencial de colapso é definido segundo a Equação 3. Uma nova versão do expansocolapsômetro foi apresentada por Ferreira *et al.* (2002b). Mahmoud *et al.* (1995) também desenvolveram um equipamento para realização de ensaios de colapso, cuja metodologia foi denominada Down-Hole Collapse Test.

$$PC(\%) = 100 \cdot \frac{\Delta H}{H} \quad (\text{Eq. 3})$$

onde:

ΔH = variação de altura (recalque) devido à inundação;

H = é a espessura inicial da camada comprometida com o processo do colapso antes da inundação. Essa profundidade pode ser determinada pela variação da umidade do solo alterada com a inundação ou profundidade abaixo da placa em que a transmissão de tensão é significativa.

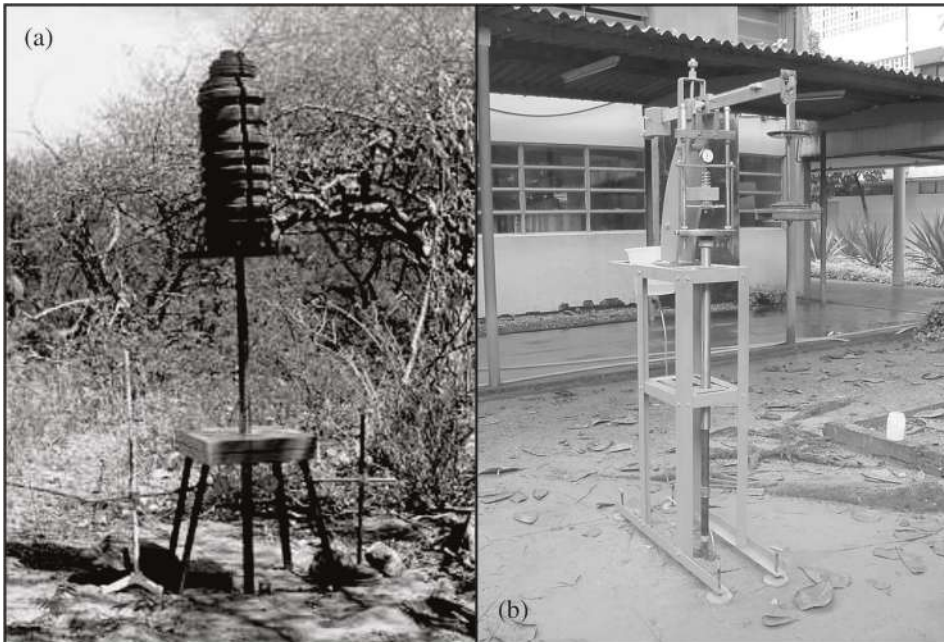


Figura 4 – Equipamento expansocolapsômetro para a realização de ensaios de colapso no campo: a) Primeira versão (Ferreira e Lacerda, 1993); b) Versão de 2002 (Ferreira *et al.*, 2002b).

2.2 Influência do estado de tensões sobre as deformações por colapso

O estudo experimental do colapso de solos baseou-se, quase sempre, em ensaios edométricos ou de compressão confinada, refletindo, portanto, situações de carregamento unidirecional, sem possibilidade de deformações laterais. Dessa forma, pouco se pôde determinar sobre a resposta de solos colapsíveis quando umedecidos sob estados de compressão triaxial, uma condição, provavelmente, mais frequente do que a em repouso. Esse tema foi, primeiramente, abordado por Lawton *et al.* (1991), que realizaram ensaios triaxiais duplos, ou seja, ensaios em que se utilizam dois corpos de prova, um carregado na umidade de interesse e outro previamente inundado. Os autores notaram que as deformações volumétricas, resultantes da mudança no estado de tensão ou devido ao umedecimento dependeram da média das tensões principais totais e foram independentes da razão entre as tensões principais totais, enquanto as deformações laterais e axiais dependeram significativamente da razão entre as tensões principais.

Ensaio de compressão triaxial e edométricos com umedecimento do solo em determinados estágios de carregamento foram realizados sob distintas tensões confinantes, utilizando-se uma areia argilosa indeformada que apresentava peso específico de 15,50 kN/m³, índice de vazios de 1,07 e umidade de 18,3%. Para ilustrar o comportamento típico, a Figura 5 mostra, respectivamente, as deformações axiais e laterais, em função da relação de tensões principais totais, observadas em ensaios realizados com tensão confinante de 50 kPa. Nota-se que as deformações axiais provocadas por umedecimento, sob tensões constantes, tendem a atingir valores próximos, exceção feita à amostra ensaiada na relação $\sigma_1/\sigma_3 = 3$, condição que praticamente conduziu a amostra a uma situação próxima à ruptura, por ocasião do umedecimento. As deformações radiais, por sua vez, foram de compressão para relações σ_1/σ_3 inferiores a 2,5 e, acima desse valor, de expansão, ou seja, de aumento de diâmetro do corpo de prova.

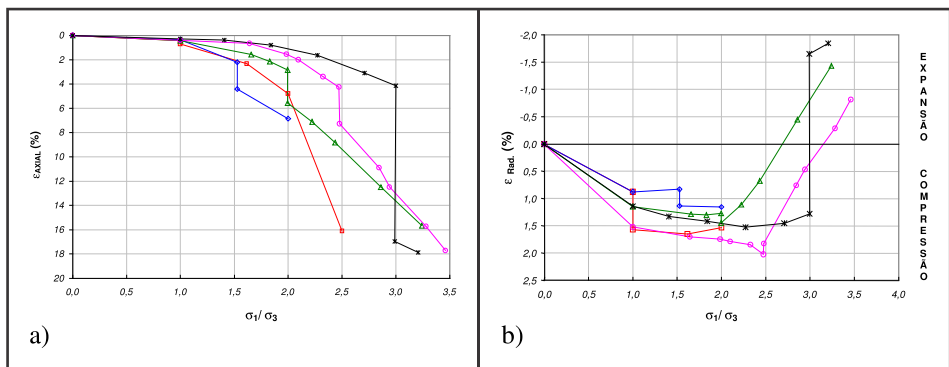


Figura 5 – Ensaio de compressão triaxial com tensão confinante de 50 kPa e umedecidos sob diversos estados de tensão: (a) deformações axiais; (b) deformações radiais (Vilar e Davies, 2001)

A Figura 6 reúne os potenciais de colapso na direção axial registrados nos ensaios unidirecionais e nos ensaios de compressão triaxial, realizados sob distintas tensões confinantes. Nota-se, para todas as relações σ_1/σ_3 , exceção feita à $\sigma_1/\sigma_3 = 1$, que os potenciais de colapso tendem a atingir um máximo e, depois, decrescer com a tensão axial, fato que também ocorre com o ensaio edométrico. Além disso, observa-se que, com o aumento da σ_1/σ_3 , os potenciais de colapso tendem a aumentar. Por fim, ao comparar as magnitudes de colapso, observa-se que, nos ensaios edométricos, os valores são, pelo menos, 30% maiores que os observados nos ensaios triaxiais. Essa diferença tende a crescer à medida que decresce a relação σ_1/σ_3 nos ensaios triaxiais.

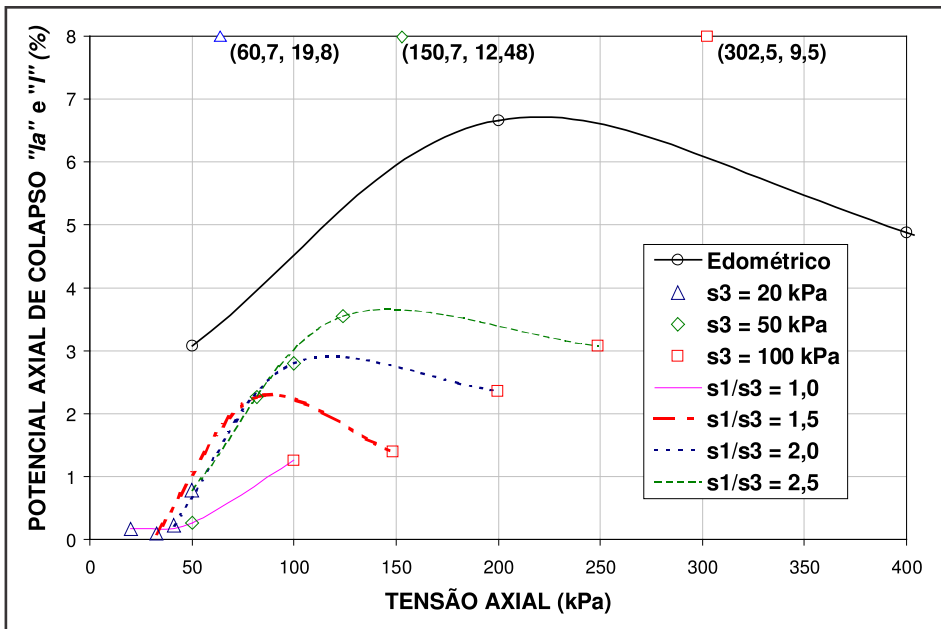


Figura 6 – Potenciais de colapso axiais versus tensão axial (Vilar e Davies, 2001)

Os resultados mostram a influência das deformações laterais produzidas nos ensaios triaxiais, pois, além das deformações axiais, a amostra pode ser comprimida lateralmente quando confinada, ocorrendo, então, uma maior redução de índice de vazios. No ensaio edométrico, a deformação volumétrica composta pela parcela lateral e axial é apenas tratada pela deformação axial.

2.3 Influência da sucção e da umidade nas deformações volumétricas de solos não saturados

O reconhecimento das limitações de um princípio de tensões efetivas, principalmente para retratar a compressibilidade, levou ao reconhecimento da necessidade de utilizar outras variáveis de estado para retratar o comportamento de solos não saturados. Dentre

as possibilidades, tem-se recorrido à tensão confinante líquida, $\sigma - u_a$, e à sucção, $u_a - u_w$, pelas razões já apontadas no capítulo 10. Dessa forma, passou-se a desenvolver ensaios em que fosse possível controlar essas variáveis, havendo, na atualidade, diversas opções, várias delas baseadas no princípio de translação de eixos (Hilf, 1956), que é rotineiramente empregado na obtenção de curvas de retenção de água em aparelhos de placa de pressão utilizados, originariamente, em Agronomia e Física do Solo. A Figura 7 ilustra um aparelho para ensaios de compressão confinada ou edométricos, em que é possível controlar a sucção por meio de uma placa porosa de alta pressão de entrada de ar posicionada na base. Como se trata de um sistema fechado, semelhante a um aparelho de placa de pressão, a sucção é controlada pela diferença entre as pressões de ar e de água atuantes na amostra. A configuração mostrada é a proposta por Escario e Saez (1973a, b), que, na sua versão original, utiliza uma membrana semipermeável de celulose em vez de placa porosa.

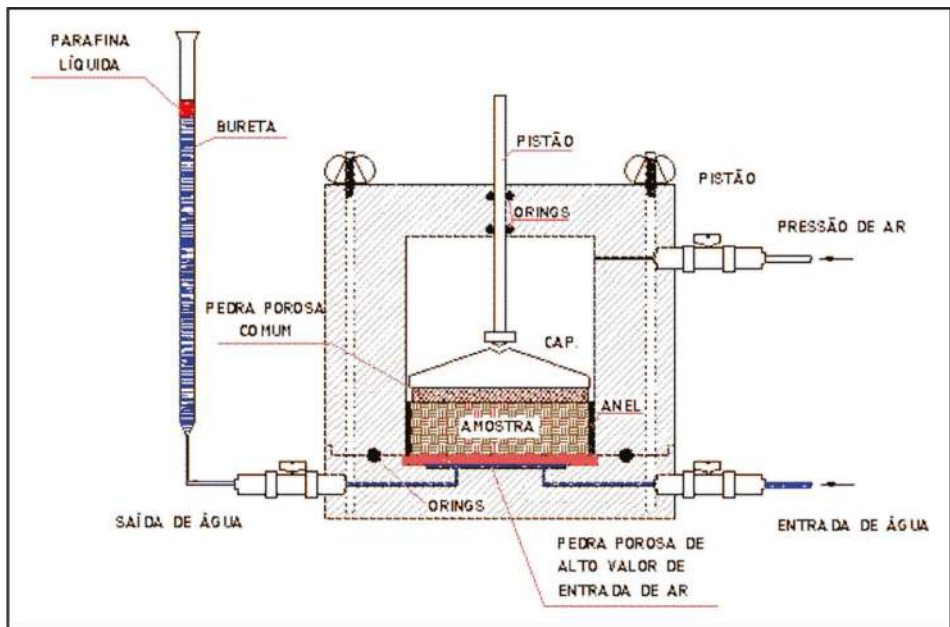


Figura 7 – Câmara edométrica para ensaios com sucção controlada (adaptada de Escario e Saez, 1973b)

Escario e Saez (1973b), utilizando seu edômetro com sucção controlada, foram os primeiros a mostrar o desenvolvimento das deformações por umedecimento gradual ou redução da sucção em um solo, revelando que não era necessário inundar o solo para que as deformações ocorressem. Mostraram, ainda, que, dependendo do nível de tensões e de sucção atuantes, tanto poderia ocorrer colapso, como expansão em determinados solos.

A Figura 8(a) ilustra resultados obtidos por Vilar (1995), utilizando o mesmo solo originalmente ensaiado por Escario e Saez (1973 b), uma argila cinza de natureza expan-

siva, que apresentava $LL = 71\%$; $LP = 36\%$ e $LC = 22\%$. Essa argila foi levemente compactada até uma massa específica seca de $1,23 \text{ g/cm}^3$ e umidade de 22% , sendo que os parâmetros de compactação do Proctor Normal eram $\rho_{dm\text{áx}} = 1,325 \text{ g/cm}^3$ e $w_{ot} = 33,6\%$. O valor inicial de sucção foi reduzido para $2,5 \text{ MPa}$ e, em seguida, para $1,5$; $1,0$; $0,5$ e 0 kPa , registrando-se as deformações acumuladas em cada nível de sucção. Nota-se que, partindo-se da sucção inicial, a redução até $1,0 \text{ MPa}$ de sucção provocou deformações desprezíveis até 600 kPa de tensão. As deformações começam a ser relevantes quando a sucção é reduzida para $0,5 \text{ MPa}$ e confirma-se o fato de que não é necessária a total saturação do solo para que se desenvolva deformação por umedecimento, embora os máximos de deformação estejam associados à sucção nula. Notar que, para tensões inferiores a 200 kPa , a progressiva redução de sucção origina deformações por expansão, representada por valores positivos nas ordenadas.

Um efeito semelhante ao descrito no parágrafo anterior pode ser observado com relação à umidade, conforme se ilustra na Figura 8(b). Nesse caso, tem-se uma argila de alta plasticidade, ensaiada com distintas umidades e inundada sob a tensão de 160 kPa . Para as menores umidades, as deformações são de colapso (valores positivos nas ordenadas), enquanto que, para as umidades mais altas, são de expansão.

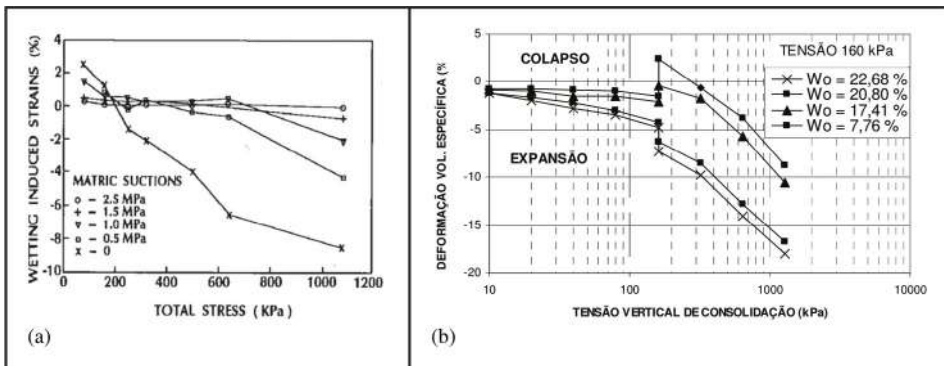


Figura 8 – (a) Deformações graduais originárias de redução de sucção (Vilar, 1995); (b) Influência da umidade sobre as deformações por inundação sob uma tensão de 160 kPa (Ferreira e Ferreira, 2009).

O efeito de diferentes níveis de sucção nas curvas de compressão confinada pode ser apreciado na Figura 9(a), que se refere a ensaios realizados com amostras indeformadas de areia fina argilosa, retiradas a 8 m de profundidade no Campo Experimental de Fundações da EESC-USP. Como esperado, a sucção tende a enrijecer o solo e a aumentar a tensão de pré-adensamento ou, mais apropriadamente, da tensão de plastificação ou de cedência do solo. Ensaios complementares a esses indicam que os índices de compressão tendem a aumentar com a sucção, ou seja, as curvas tendem a se juntar em algum valor de tensão, característica típica dos solos que experimentam um máximo de colapso. A Figura 9(b) ilustra resultados semelhantes aos da Figura 9(a) somente que agora a variável de controle é a umidade. Nesse caso, trata-se de uma areia siltosa, com

peso específico seco inicial de $16,25 \text{ kN/m}^3$. Observa-se que o aumento da umidade torna mais compressível o solo, de forma que quanto maior a umidade inicial, menores ou inexistentes serão as deformações por colapso. Nessa figura, pode-se, ainda, apreciar o fato de que os ensaios edométricos duplos retratarão, na verdade, o que ocorre na umidade (e sucção) existente quando da amostragem. Nota-se que as deformações por colapso, calculadas a partir da diferença de ordenadas entre determinada curva e a curva de sucção nula, dependerão de qual sucção (ou umidade) se utiliza como representativa do solo em sua condição natural.

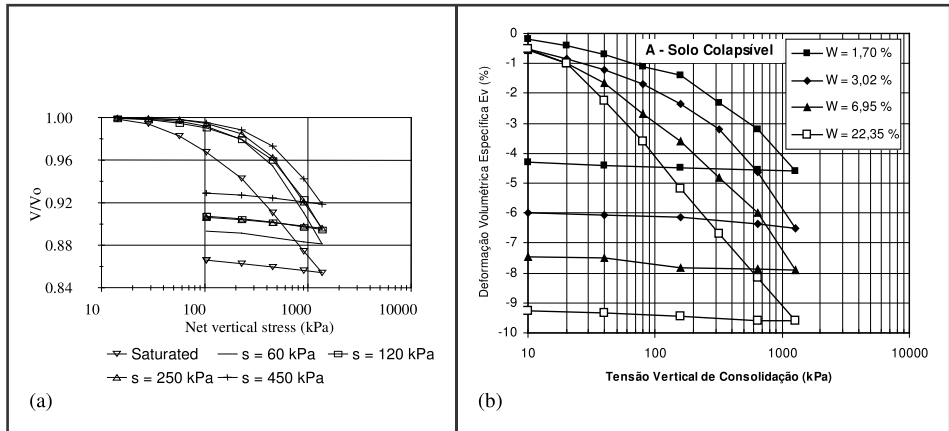


Figura 9 – Curvas de compressão confinada. (a) Influência da sucção (Machado e Vilar, 1997); (b) Influência da umidade (Ferreira, 1995).

Os ensaios com sucção controlada permitem abastecer modelos como o de Alonso *et al.* (1990). Assim, a curva LC - *load collapse* do citado modelo é composta a partir das tensões de pré-adensamento e correspondente sucção, devendo-se atentar que, nesse caso, tem-se a curva LC relacionada a um estado de carregamento sem deformação lateral, ou seja, solo em repouso.

O desenvolvimento de deformações provocadas por redução de sucção ou umedecimento gradual do solo também foi reproduzido para um solo típico do sudeste brasileiro, como se ilustra na Figura 10, que inclui o efeito da ciclagem de sucção sobre as deformações. Nota-se que quanto maior o valor da sucção inicial da amostra, mais distribuídas são as deformações provocadas pelo umedecimento paulatino. Amostras mais úmidas (sucção inicial de 50 e 100 kPa) suportam valores mais baixos de sucção, da ordem de 10 kPa, sem que se desencadeie uma parcela considerável do colapso total. Grande parte do colapso total surge quando o valor da sucção é reduzido de 10 para 0 kPa. Nas amostras com sucção inicial de 200 e 400 kPa, aproximadamente 40% do colapso total ocorre com a saturação do solo; os outros 60% já foram desencadeados pela redução paulatina da sucção. Vê-se, também, que sucções da ordem de 10 kPa são capazes de preservar parte da estrutura do solo, de sorte que uma parte do colapso total ainda possa ocorrer quando a sucção é reduzida a zero. Nos ciclos de umedecimento e

secagem, as deformações produzidas pelo novo umedecimento da amostra revelam-se reversíveis e de pequeno valor.

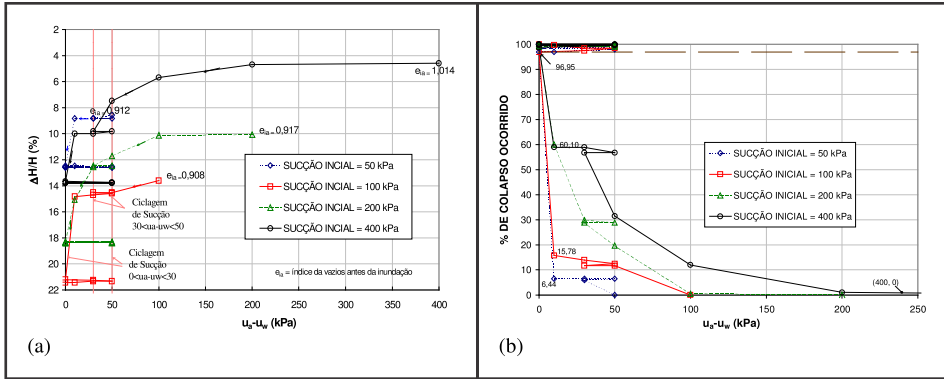


Figura 10 – (a) Deformações proporcionadas pela redução e ciclagem da sucção; (b) Percentagem de colapso ocorrido com a redução paulatina e ciclagem da sucção (Vilar e Davies, 2002)

2.4 Coeficiente de empuxo em repouso – K_0

As tensões laterais para a condição de repouso dependem da sucção e de sua variação, conforme exemplificado por dados obtidos com uma areia fina argilosa laterítica compactada com peso específico de 14 kN/m^3 e umidade de 12% (grau de compactação da ordem de 80%, e desvio de umidade de cerca de 5,5% em relação aos parâmetros do Proctor Normal).

A Figura 11(a) mostra as tensões laterais medidas para o solo saturado e sob distintas sucções, notando-se, no primeiro carregamento, uma relação praticamente constante entre tensões laterais e verticais à medida que crescem as tensões. O valor numérico dessa relação, ou seja, o coeficiente de empuxo em repouso, tende a ser maior para o solo saturado (0,42) e variou pouco para as duas sucções testadas, atingindo 0,27 para a sucção de 200 kPa. Nota-se, como esperado, que a sucção tende a enrijecer o solo e reduzir as tensões laterais.

A Figura 11(b) ilustra o andamento das tensões laterais em dois ensaios, um com solo saturado e outro com o solo com sucção de 100 kPa, que foi paulatinamente umedecido quando sob uma tensão de 660 kPa. O umedecimento ou a redução de sucção de 100 kPa para zero fez com que as tensões laterais crescessem e chegassem próximo das tensões laterais atuantes no solo saturado, com K_0 partindo de 0,25 e chegando a 0,39. Os resultados sugerem que o umedecimento de solos colapsíveis, além de provocar deformações, tende a aumentar as tensões laterais na condição em repouso.

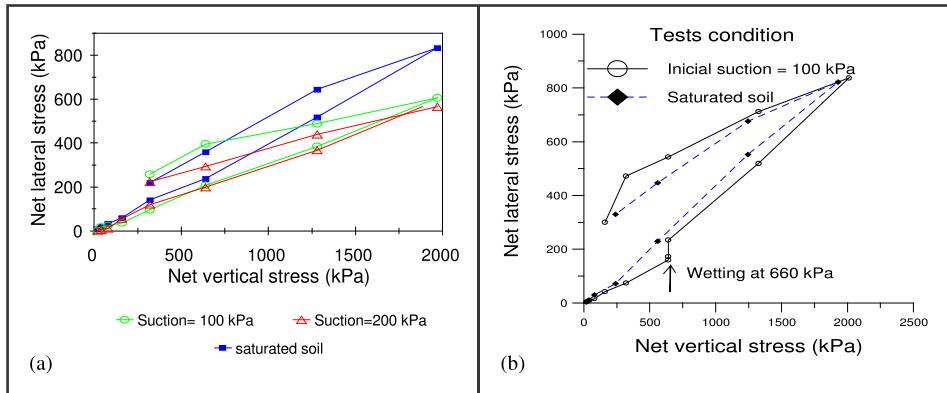


Figura 11 – (a) Tensões verticais e horizontais em condição de repouso para diferentes sucções; (b) Tensões verticais e horizontais em condição de repouso para diferentes sucções e com umedecimento do solo (Machado e Vilar, 1997).

2.5 Melhoramento de solos colapsíveis

As técnicas de melhoramento para evitar ou minimizar os efeitos da variação de volume nas edificações devido à mudança de umidade em solos colapsíveis estão relacionadas a dois princípios básicos. O primeiro consiste em conferir ao solo uma estrutura estável considerando-se o estado tensional atual e aquele que será submetido; e o segundo, em impedir ou reduzir significativamente a variação da umidade do solo (Ferreira, 2010). A técnica a ser utilizada na Engenharia Geotécnica está condicionada às características do solo, ao tipo de obra, ao custo e ao tempo de execução (Ferreira, 2005). É importante, antes de adotar qualquer solução, identificar, caracterizar e analisar o comportamento tensão-deformação-resistência do solo. Os métodos ou soluções de Engenharia de Fundações adotados frequentemente em solos colapsíveis podem ser divididos em três grupos (Ferreira, 2005).

I. Soluções antes da construção, evitando o solo ou preparando a estrutura para conviver com ele – a) retirada parcial ou total do solo colapsível com substituição por material adequado, especificando-se a espessura do solo a ser substituído a partir da distribuição de tensões no terreno e da previsão da variação da profundidade até onde ocorre variação da umidade do solo (Aragão & Melo, 1982; Ferreira & Teixeira, 1989); b) utilização de fundações profundas, apoiadas abaixo de extrato colapsível com consideração do efeito do atrito negativo, que pode ser provocado pelo colapso da camada superior (Aflitos *et al.*, 1990); c) emprego de fundações flutuantes; d) uso de sistema de fundação corrida de maior rigidez, de modo a minimizar os efeitos dos recalques diferenciais.

II. Soluções antes da construção, modificando-se as propriedades dos solos colapsíveis. As técnicas de melhoramento podem ser divididas em três grupos. O primeiro consiste em promover o colapso da estrutura do solo por umedecimento prévio. Quando o

colapso não ocorre apenas com o pré-umedecimento (solos condicionados ao colapso), aplica-se uma sobrecarga para acelerar ou aumentar o efeito; a técnica pode ser acompanhada de drenos verticais e vibração. O segundo consiste na compactação total ou parcial do solo colapsível, objetivando reduzir a permeabilidade, aumentar a capacidade de suporte e modificar a estrutura metaestável. Essa técnica é geralmente aplicada quando a camada de solo colapsível envolvida ocorre em pequenas profundidades (Al Rawas, 2000). Por vezes, associada à substituição, a compactação pode ser feita com a utilização de rolos compactadores, cravação de estacas, e, posterior preenchimento do furo com solo compactado ou solo/cimento, injeção de argamassa de cimento ou argila em suspensão sob pressão, injeção de água e colunas de deslocamento (Araújo, 2009; Conciani, 2006). A compactação do solo substituído deve atingir um grau de compactação entre 95 e 100% e com umidade 2% inferior à sua umidade ótima (Jennings & Knight, 1975; Ferreira, 2005). O terceiro grupo consiste em melhorar o arranjo das partículas do solo pela criação de uma nova ligação estrutural, dando ao solo maior coesão, eliminando-se a colapsibilidade. Esse processo baseia-se na destruição da estrutura natural do solo ou na fixação dela com o aumento de sua resistência pela da injeção de vários ligantes ou agentes químicos. A estabilização química pode ser feita por silicatização; injeções de diferentes substâncias, como argamassa composta de cal e água ou cal e escória, compostos de alto peso molecular e *jet-grouting*; uso de argila para o aumento da resistência das ligações da estrutura do solo colapsível (Mitchell, 1981; Moretti, 2012).

III. Soluções após a construção – Danos em edificações apoiadas em solos colapsíveis ocorrem, muitas vezes, por falta de investigação adequada para o tipo de solo ou por não se considerar a variação do estado tensional (tensão externa aplicada, estrutura e sucção) ou mesmo o tipo de fluxo percolante. É recomendado minimizar os efeitos, evitando-se mais sobrecarga no solo, diminuir suficientemente a infiltração dos fluidos percolantes (em especial, a água), utilizando-se projetos de drenagem adequados, controle de vazamentos de condutos de água e esgoto e impermeabilização da área não coberta. Medidas corretivas ou de manutenção serão inevitáveis. Pode-se fazer reforço de fundações com estacas Megas, aumentando-se a peça de fundação com ou sem inserção de estacas.

3. SOLOS EXPANSIVOS

Para um solo ter caráter expansivo depende, primariamente, do tipo de argila existente, uma vez que nem todos minerais argilosos experimentam modificações volumétricas. Essa instabilidade pode ser especialmente importante nas argilas esmectitas, em especial, a montmorilonita e a vermiculita, ocorrendo, também, nos interestratificados de montmorilonita com clorita, illita e vermiculita. A haloisita tem capacidade de expansão, porém, muito mais limitada. Os solos contêm, normalmente, minerais não argílicos, tais como sílica, feldspato e precipitados químicos. A capacidade expansiva também poderá ser devido à presença deste último.

Existem outros fatores condicionantes ligados ao solo (distribuição das partículas de argila, porosidade, orientação mineralógica, cimentação, etc.) e estruturais (perfil estratigráfico, espessura do solo, descontinuidade, etc.), que influenciam igualmente o potencial

expansivo do solo. A capacidade expansiva do solo depende, também, da natureza da fração argilosa e de sua formação.

Para que se manifeste o potencial expansivo na mudança de umidade do solo, destacam-se dois grandes grupos: i) mudanças sazonais; ii) modificações da umidade natural do terreno pela ação humana.

As mudanças sazonais estão vinculadas às variações climáticas ao longo do ano. As oscilações periódicas de umidade na superfície do terreno dependem da relação precipitação/ evaporação. Como a evaporação se realiza com frequência pela atividade da biomassa, utiliza-se o termo “evapotranspiração”.

Se, num período anual, a precipitação excede a evapotranspiração e supera a capacidade de retenção de água intrínseca do terreno, produz-se uma eliminação por drenagem do excesso de água. Essa água, se o solo é permeável, pode dar lugar a um nível freático. As alterações sazonais de umidade são, nessas condições, pouco manifestas.

Caso as precipitações estejam concentradas em determinadas estações, nos meses de seca, pode produzir-se uma evapotranspiração não equilibrada pela contribuição natural da água. Esse déficit tende a se compensar a partir da água retida pelo terreno. A umidade perdida tenderá a ser recuperada nos períodos de chuva. O resultado final são mudanças sazonais de umidade na franja mais superficial do solo.

A evapotranspiração depende da vegetação, que desenvolve uma grande atividade vital precisamente no começo dos meses secos, contribuindo na dessecação do terreno. Outros fatores que a condicionam são a umidade relativa do ar, sua velocidade e a temperatura.

A implantação de uma obra de engenharia provoca uma perturbação local de umidade natural do solo. Em uma primeira fase, a escavação realizada permite atingir as cotas superficiais dos terrenos que se encontram em determinadas condições de umidade, motivando, em muitas ocasiões, sua modificação temporal. Após a execução da obra, impede-se o acesso vertical de água ao terreno e as perdas por evaporação. Isso cria um desequilíbrio em relação aos terrenos circundantes, o que pode determinar movimentos de umidade. As transferências estão favorecidas, em climas quentes, pelo maior aquecimento que experimentam as zonas vizinhas às construídas, que estão protegidas da insolação.

O resultado final pode ser uma franja úmida sob a zona construída que determine o intumescimento do solo, ou, alternativamente, o desenvolvimento de tensões. Essas instabilidades podem ser muito pronunciadas se, durante a realização das obras, permite-se uma forte dessecação do terreno.

3.1 Critérios de identificação de solos expansivos

A identificação de solos expansivos é um estágio essencial no sucesso de projetos de engenharia. Falhas nesse estágio podem levar à ruptura de obras ou à necessidade de recuperação. A identificação visual desses solos em campo não é fácil. Índices tradicionais utilizados para caracterizar os solos, como SPT, a granulometria, índices de consistência, não são capazes de identificar com exatidão se um solo é colapsível ou expansivo. Diver-

solos pesquisadores, com o objetivo de determinar a suscetibilidade da expansibilidade de um solo definiram certos critérios para identificar este comportamento. Os métodos são divididos em dois grandes grupos: métodos diretos e indiretos. Os métodos indiretos são aqueles que se utilizam dos índices físicos e limites de consistência ou parâmetros ligados à textura de simples obtenção em ensaios de laboratório e campo para indicar a potencialidade de expansão. Os métodos diretos baseiam-se na medida do potencial de expansão do solo avaliado pelos ensaios edométricos, de placa ou com o expansocolapsômetro. A Tabela 4 compilada por Schreiner (1987) e Ferreira (1995) mostra vários métodos de identificação de solos expansivos.

Tabela 4 – Métodos de identificação de solos expansivos
(Schreiner, 1987; Ferreira, 1995)

Métodos	Subdivisões	Critério	Referência
INDIRETOS	Identificativos	Difração e raio-X, Microscopia eletrônica de varredura, Análise termodiferencial e Adsorção de etilenoglicol e glicerina	Ayala <i>et al.</i> (1986)
		Físico-químico	Fink <i>et al.</i> (1971)
	Orientativos	Granulometria, Consistência e Índices físicos e Classificação Geotécnica	Prikloński (1952), Skempom (1953), Seed <i>et al.</i> (1962), Van Der Merwe (1964), Chen (1965), Vijayvervia e Ghazzaly (1973), Rodriguez Ortiz (1975), Cuellar (1978). Daksanamurthy e Raman (1973).
		Qualitativos	Geologia, Geomorfologia, Pedologia e Identificação visual.
DIRETOS	Avaliativos	Ensaio de Expansão de Lambe	Lambe (1960).
	Quantitativos	Expansão Livre e Tensão de Expansão, Ensaios Edométricos Duplos e Simples, placa, Expansocolapsômetro	Seed <i>et al.</i> (1962), Chen (1965), Vijayverviya e Ghazzaly (1973), Rodriguez Ortiz (1975), Cuellar (1978), Jimenez Salas (1980).
			Ensaios Edométricos de Sucção controlada

As Tabelas 5 e 6 apresentam classificações de solos expansivos com base em limites de consistência e em expansão e tensão de expansão, respectivamente.

Tabela 5 – Classificações do grau de expansão relacionada ao Limite de Liquidez (LL) e ao Índice de Plasticidade (IP)

Grau de Expansão	Chen (1965)	Seed <i>et al.</i> (1962)	Daksanamurthy & Raman (1973)
Muito Alto	LL > 60	IP > 35	LL > 70
Alto	40 < LL ≤ 60	20 < IP ≤ 35	50 < LL ≤ 70
Médio	30 ≤ LL ≤ 40	10 ≤ IP ≤ 20	35 < LL ≤ 50
Baixo	LL < 30	< 10	20 ≤ LL ≤ 35

Os ensaios de expansão “livre” medem a variação de espessura da amostra, fazendo-se uma relação entre a sua altura inicial e final, quando é colocada dentro de um recipiente com água. A expansão “livre” (E_l) é determinada em percentual após a sua estabilização. Alguns métodos utilizam pequenas sobrecargas antes da inundação, como, por exemplo, 7 kPa (Seed *et al.*, 1962) e 10 kPa (Vijayvergiya & Ghazzaly, 1973), Tabela 5.

A percentagem de expansão “livre” pode ser encontrada pela Equação 4.

$$E_l(\%) = \frac{\Delta H}{H} * 100 \quad (\text{Eq. 4})$$

onde:

E_l = expansão “livre”, em percentagem;

ΔH = altura da expansão devido à saturação;

H = altura do corpo de prova antes da inundação

Tabela 6 – Critérios de classificação de solos expansivos com base na expansão livre e tensão de expansão

Critério de Seed <i>et al.</i> (1962)	Critério de Vijayvergiya & Ghazzaly (1973)	Grau de Expansibilidade
Expansão livre (%) para tensão de sobrecarga 7 kPa	Expansão livre (%) para tensão de sobrecarga 10 kPa	Tensão de expansão (kPa)
0-1	< 1	< 30
1-5	1 - 4	< 30 – 120
5 - 25	4 - 10	120 – 300
> 25	> 10	> 300
		Baixa
		Média
		Alta
		Muito alta

Na Tabela 6, fez-se alusão à tensão de expansão, isto é, à tensão que o solo exerce durante o processo de expansão. Trata-se de uma propriedade de difícil determinação e que depende da trajetória de tensões empregada nos ensaios para sua determinação, conforme se ilustra na Figura 12.

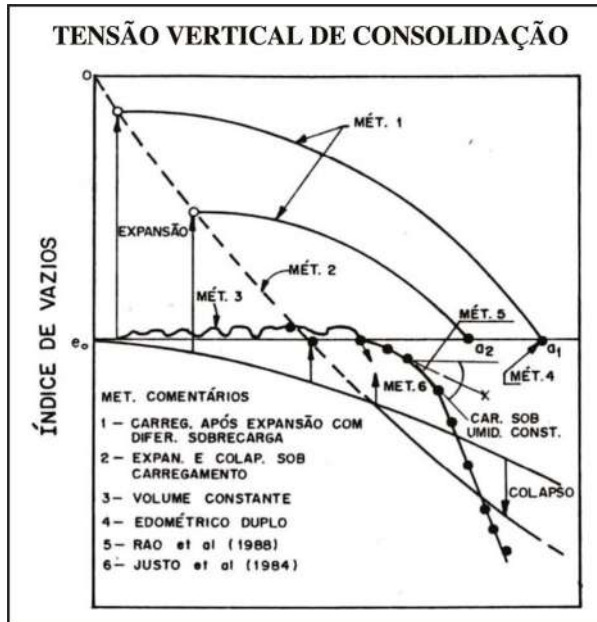


Figura 12 – Métodos para determinação da tensão de expansão

De acordo com os esquemas da Figura 12, têm-se as seguintes alternativas:

Método 1: Carregamento após expansão com diferentes tensões verticais de consolidação. Aplica-se uma tensão na amostra confinada lateralmente, medindo-se a expansão induzida pela inundação até sua estabilização. Em seguida, prossegue-se com o carregamento até que o corpo de prova retorne à sua altura inicial, registrando-se a tensão necessária para tal, que será a tensão de expansão.

Método 2: Expansão e colapso sob tensão. Aplica-se uma tensão na amostra de solo; após estabilização das deformações, inunda-se e mede-se a deformação ocorrida. Usando-se um papel semilogarítmico, marca-se o ponto correspondente à tensão aplicada e à deformação ocorrida. Com esses pontos, traça-se uma reta, e a tensão de expansão é obtida por extrapolação correspondente à deformação zero.

Método 3: Volume constante. Consiste em medir, no edômetro, a tensão necessária para impedir a mudança de volume da amostra de solo depois de inundá-lo.

Método 4: Rao *et al.* (1988). Aplicam-se sucessivos incrementos de tensão quando o corpo de prova é inundado, procurando-se impedir o aumento de volume. Assim, como no ensaio de adensamento, continua-se a aplicar tensões. A tensão de expansão é obtida por procedimento gráfico similar à determinação da tensão de pré-consolidação de um solo saturado.

Método 5: Justo *et al.* (1984). A tensão de expansão é obtida pela interseção da curva de inundação sob tensão com a curva de umidade constante.

Método 6: “Edométrico duplo”. Consiste em determinar a tensão de expansão por meio das curvas obtidas a partir do ensaio edométrico duplo. A tensão de expansão será a

tensão que corresponde, no corpo de prova inundado, ao mesmo índice de vazios inicial do corpo de prova na umidade natural.

3.2 Comportamento de variação de volume devido à mudança de umidade

A expansibilidade e colapsibilidade dos solos dependem de uma série de fatores associados a trajetórias de tensão, estrutura, variação de umidade, vazão de inundação e o tipo de fluido permeante. A Figura 13 mostra as regiões de expansão, colapso e de dessecação (perda de umidade com redução de volume) de uma argila com alta plasticidade de Petrolândia - PE (Ferreira e Ferreira, 2009). O conjunto formado pelas curvas de dessecação sob tensão, inundação sob tensão e umidade natural constitui uma importante informação sob a influência da trajetória de tensão e o estado de umidade no comportamento do solo. O processo de deformação de expansão ou colapso ocorre simultaneamente no solo, sendo medida, nos ensaios, a deformação resultante, que é função do estado de tensão (tensão vertical, índice de vazios e sucção) em que se encontra o solo antes da inundação, conforme Figura 13. Assim, para um determinado estado de tensão, a deformação devido à inundação, medida com o tempo, pode ser só de expansão (por exemplo: tensões inferiores a 160 kPa), expansão e colapso (240 e 400 kPa) ou só colapso (tensões superiores a 640 kPa). Nesse processo, ocorrem: expansão ou colapso inicial, primário e secundário.

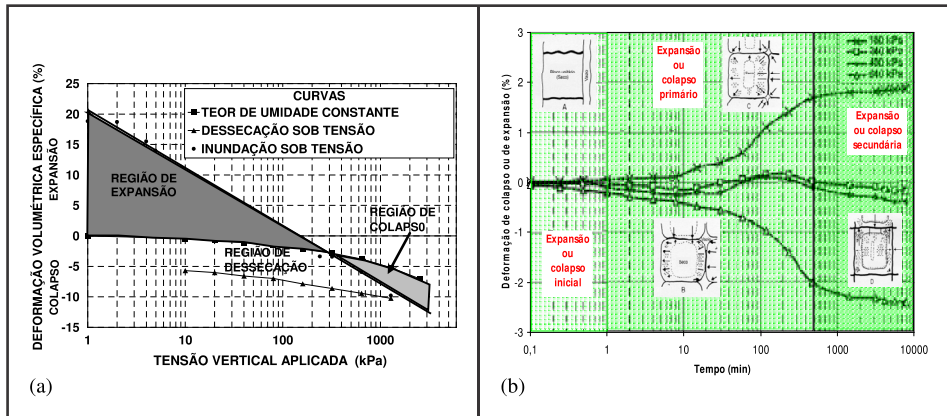


Figura 13 – (a) Regiões de expansão, colapso e contração – argila de alta plasticidade Petrolândia - PE; (b) Colapso e expansão devido à inundação com o tempo (Ferreira e Ferreira, 2009)

Ferreira e Ferreira (2009) observaram, em campo na argila de alta plasticidade de Petrolândia - PE, no período seco, que as fissuras, na superfície do solo, tinham espessuras que variavam de poucos milímetros a 120 mm, reduzindo de dimensão com a profundidade, e a extensão chegando a atingir 2,0 m (observado no poço). Para a penetração da água, as fissuras mais largas são de maior importância do que uma grande intensidade de fissuras finas, porque, com o aumento da umidade, o solo se expande e as fissuras menores são progressivamente restringidas, enquanto que as maiores podem permanecer aber-

tas por um período mais longo de tempo. Com as chuvas, o solo absorveu água a partir da superfície e do interior das fissuras, e a massa do solo se tornou mais plástica, com as partículas de argilas em processo de expansão e o aparecimento de microrrelevo. A superfície é constituída de blocos de solos de formas irregulares, sendo detectados, em uma área de 100 m², escolhida de forma aleatória em campo, cerca de 190 blocos, tendo, cada área, uma média de 0,53 m² (Figura 14(a)). Observaram, também, que a chuva foi suficiente para causar o desaparecimento completo de algumas fissuras na superfície, como mostra a Figura 14(b).

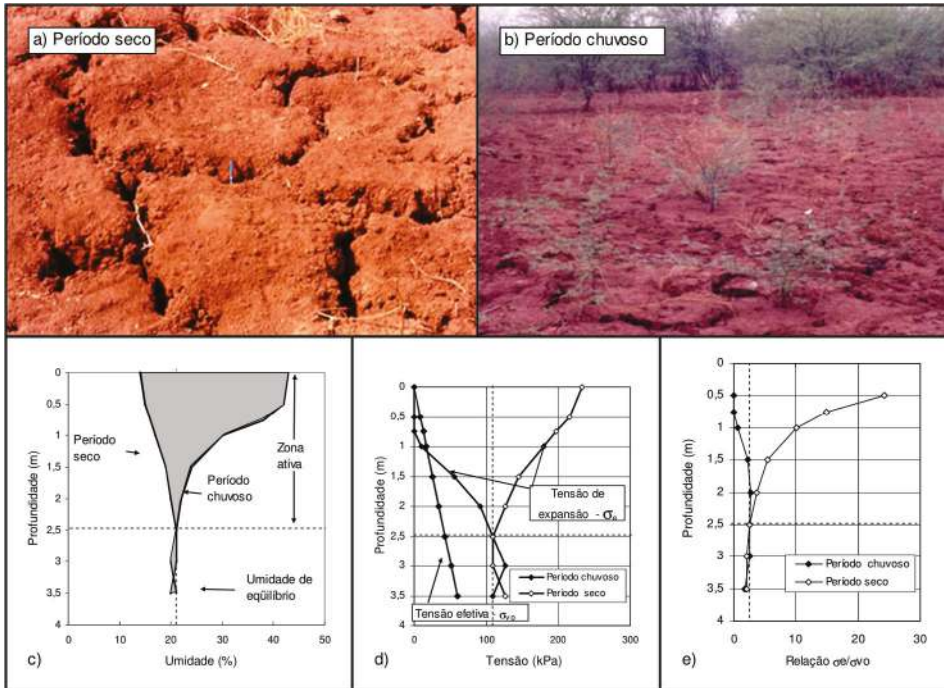


Figura 14 – a) Fissuras e micro relevos em período seco; b) Fissuras e micro relevos em período chuvoso; c) Zona ativa; d) Tensões efetivas e de expansão; e) Razão entre tensões efetivas e de expansão em argila de alta plasticidade de Petrolândia - PE, (Ferreira e Ferreira 2009)

A umidade do solo, medido da superfície a uma profundidade de 3,5m, variou, no período seco, entre 14,54% e 21,03% e, no período chuvoso, de 42% a 20,90%. A partir de 2,50m de profundidade, praticamente não houve, nos dois anos de observação, variação do teor de umidade do solo entre o período seco e o chuvoso, indicando ser essa a Zona Ativa de mudança da umidade (Figura 14 (c)) e também de variação de tensão de expansão (Figura 14 (d), (e)).

Em complemento à influência da umidade sobre o colapso e expansão, a Figura 15 mostra o reflexo de variações de umidade sobre a compressibilidade de uma argila de al-

ta plasticidade expansiva, que foi inundado sob uma tensão de 10 kPa. Observa-se que os corpos de prova menos úmidos expandiram mais nessa tensão. A recompressão mostra índices de compressão da mesma ordem de grandeza e tensões de expansão que variam inversamente com a umidade inicial.

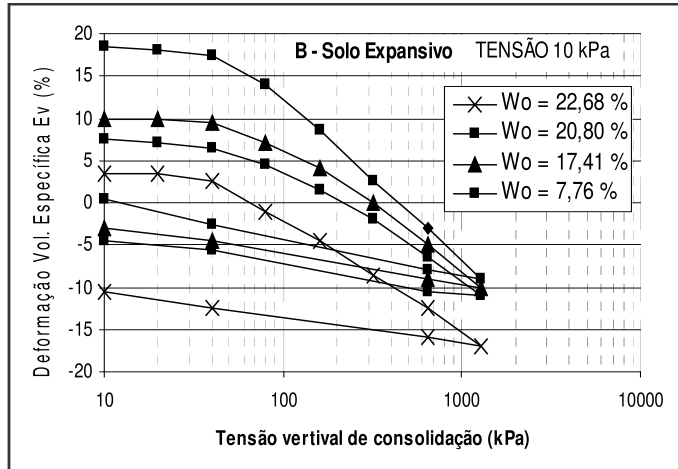


Figura 15 – Influência da variação da umidade na compressibilidade de um solo expansivo (Ferreira, 1995)

3.3 Melhoria de solos expansivos

As camadas superiores do solo ou a “zona ativa” são zonas problemáticas nos solos expansivos. A extensão ou a profundidade dessa zona depende das condições geoclimáticas da região (Chen, 1975; Ferreira, 1995; Jones & Jefferson, 2012). Método de melhoria para solo expansivo também referido como estabilização do solo pode ser definido como um processo físico, físico-químico ou mecânico, destinado a neutralizar a expansão, manter a estabilidade, reduzir a compressibilidade, melhorar as propriedades de engenharia, limitar a capacidade de absorção de água e reduzir a capacidade de contrair do solo tratado (Harris, 2005).

Nelson e Miller (1992) descrevem alguns tratamentos para solos expansivos como aditivos químicos, pré-umedecimento, substituição do solo com controle de compactação (umidade ótima e peso específico seco máximo), sobrecarga e tratamento térmico. Os aditivos usados podem incluir uma variedade de materiais de outros solos a ligantes; reagentes químicos (gesso, cimento e cal); geossintéticos e biopolímeros; materiais reciclados, como escória, resíduos de construção e demolições (RCD), pneus inservíveis, fibras, vidro, cinzas volantes, betume, sais, etc. A molhagem prévia aumenta o teor de água dos solos expansivos de fundação para que a maior parte da expansão ocorra antes da construção. A redução de volume (contração) é evitada, mantendo a condição de alto teor de água (Chen, 2012, Shillito & Fenstermaker, 2014), entretanto, a resistência ao cisalhamento do solo diminui. O potencial de expansão e a expansão “livre” são reduzidos, mo-

dificando sua estrutura pela prática de compactação do solo (Yilmaz, 2006), contudo, a compactação isoladamente não reduz a quantidade dos argilos minerais expansivos presentes no solo, mas reduz a sucção e a estrutura torna-se mais estável. Em muitos casos práticos, para o melhoramento por compactação do solo é inserido um aditivo que tem por finalidade reduzir o potencial de expansão do argilo mineral ou o processo de propagação de fissuras. Pode ser aplicado na construção de rodovias, construções leves ou em cavas de fundação. A tensão de expansão baixa ou moderada exercida por solos expansivos pode ser combatida, colocando-se uma carga de sobrecarga pesada na superfície do solo (Chu *et al.*, 2014).

A estabilização química com cal, cinzas volantes, cimento e alguns outros compostos químicos é um dos tratamentos mais utilizados em solo expansivo. O objetivo da estabilização química dos solos é melhorar sua estabilidade, podendo ser alcançada pelo aumento do tamanho das partículas do solo por meio de um declínio do índice de plasticidade, diminuindo o potencial de contração e expansão e cimentação. A estabilização do solo é alcançada pela introdução de uma quantidade específica de um composto químico no solo expansivo. Outros aditivos, como compostos de potássio, polímeros, cloreto de amônio, óleos sulfonados e enzimas são classificados como estabilizadores não tradicionais (Hasan *et al.*, 2015).

A cinza volante é um produto ou subproduto residual gerado durante o processamento térmico do carvão pulverizado em usinas elétricas e geradoras de vapor a carvão, sendo utilizado na estabilização. A casca do arroz é o subproduto do beneficiamento do arroz e a Cinza da Casca de Arroz (CCA) é o resíduo obtido a partir da geração de energia e produção de vapor, encontrada principalmente nos fornos de tratamento hidrotérmico do processo de parboilização do arroz. A CCA é um resíduo agrícola com característica pozolânica, pois contém sílica e possui grande superfície específica (Adhikary & Jana, 2016). Representa aproximadamente, 20% da produção de arroz (Habeeb & Mahmud, 2010). Como o Brasil é responsável por produzir 10,6 milhões de toneladas de arroz anualmente (FAO, 2018), a produção desse resíduo torna-se significativa e um problema ambiental a ser resolvido. É classificada como uma pozolana de classe E (ABNT NBR 12.653, 2014), na qual estão enquadrados os materiais não tradicionais com atividade pozolânica, como: escórias siderúrgicas ácidas, cinzas de resíduos vegetais e rejeito de carvão mineral. Essa propriedade se deve, principalmente, à quantidade de sílica presente no material, que reage com o hidróxido de cálcio disponível no solo e gera compostos cimentícios com ligações químicas de força que varia de acordo com o tempo de cura.

Cimento e cal são dois dos aditivos mais utilizados para estabilização expansiva do solo. O procedimento é utilizado na engenharia de pavimentos e fundações e envolve, principalmente, a redução da plasticidade e conseqüente aumento da capacidade de carga. Al-Rawas *et al.* (2005) utilizaram diferentes porcentagens e combinações de cimento pozolano e cal para a estabilização expansiva do solo. Os resultados mostraram mudanças nas diferentes características do solo com aplicações dos aditivos, e o potencial de expansão é reduzido para solo estabilizado. Eles concluíram que a cal apresentou melhor adequação para reduzir o potencial de expansão.

No solo-cal, as melhorias das propriedades geotécnicas de solos estabilizadas são atribuídas a quatro reações básicas: troca catiônica, floculação e aglomeração, carbonata-

ção da cal e, finalmente, à reação pozolânica (Eades & Grim, 1966; Al-Rawas & Goosen, 2006; Al-Mukhtar, 2010; Paiva *et al.*, 2016; Ferreira *et al.*, 2017). Há consenso na literatura sobre os primeiros três tipos de reações, como reações instantâneas, e a quarta, a reação pozolânica, que é considerada a mais relevante na estabilização solo-cal, depende do tempo. A reação pozolânica surge em um ambiente marcadamente alcalino (com $\text{pH} \geq 12$) produzido pela adição de uma quantidade mínima de cal ao solo expansivo. É esse ambiente que se crê ser responsável pela dissolução lenta dos constituintes aluminossilicato de argila (octaédrica e folhas te-traédricas). Tais componentes reagem com Ca^{2+} da cal e precipitam produtos cimentícios hidratados que unem as partículas adjacentes do solo.

Constantino *et al.* (2020) adicionaram ao solo expansivo de Paulista-PE três aditivos: CCA nas proporções de 2%, 4%, 6%, 8% e 10%, cal hidratada nas proporções de 3%, 5% e 7%, e areia (10%, 20%, 30%, 40% e 50%), todas proporções em peso. Verificaram que a adição de CCA causa pouca variação na curva granulométrica, decréscimo no IP, no peso específico aparente seco máximo e aumento na umidade ótima. A adição de cal ao solo diminui a fração argila, aumenta fração silte, diminui o IP, causa pequeno acréscimo no peso específico aparente seco máximo e pequena variação na umidade ótima. A adição da areia ao solo reduz a fração argila, diminui o IP, altera a curva de compactação, passando de pico duplo para pico único, aumenta o peso específico aparente seco máximo e reduz a umidade ótima. A adição 10% de CCA ao solo e de 3% de cal anula a expansão livre e a adição de 50% de areia reduz a expansão livre do solo em apenas 25%. Uma comparação da Redução da Tensão de Expansão - RTE (%) com a adição de cal, CAA e areia é mostrada na Figura 16. Nota-se que, para reduzir 60% da tensão de expansão no solo de Paulista-PE, é necessário 2% de cal ou 6% de CCA ou ainda 42% de areia.

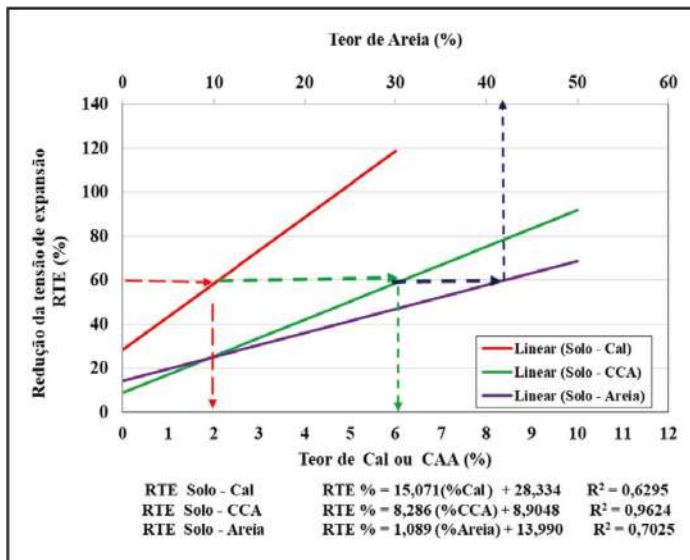


Figura 16 – Redução da tensão de expansão (%) com teor de cal e CCA e Areia (Constantino *et al.*, 2020)

Silva *et al.* (2020) adicionaram ao solo expansivo de Agrestina - PE diversos percentuais (2%, 4%, 6%, 8%, 10%, 12% e 14%), em peso, de CCA e percentuais (3%, 5%, 7%, 9%, 11% e 13%), em peso, de cal. O solo em estado natural apresentou expansão “livre” de 6,58%, com sobrecarga de 10 kPa e tensão de expansão média de 155 kPa. A compactação e a adição de 14% de CCA reduziu a expansão livre a 1,5%, e a tensão de expansão a valores inferiores a 10 kPa. A expansão do solo diminuiu com o aumento da adição das porcentagens de cal-hidratada e a tensão de expansão diminuiu com o acréscimo dos teores de cal das misturas, alcançando valores próximos a 1 kPa a partir da porcentagem de 9% de cal-hidratada.

Seco *et al.* (2011) compararam a eficácia de diferentes aditivos. Solos expansivos misturados com diferentes porcentagens de aditivos (cimento; cal-hidratada, casca de arroz e cinzas volantes de cereais; enchimento de aluminato e gesso). Tensão de expansão e expansão “livres” foram avaliadas nas misturas de solo + aditivo com tempo de curada de 7, 14 e 28 dias. Uma combinação de mistura de aditivos de cimento e cal e 4% de adição de cimento ou cal com 5% de cinzas volantes de casca de arroz foram consideradas como apresentando melhorias mais notáveis. O potencial de expansão foi reduzido para 0,7% quando 5% de cinzas volantes de casca de arroz foram introduzidas, enquanto aumentava a força de compactação para duas a quatro vezes em comparação com a do solo expansivo não tratado.

O gesso também pode ser usado. Uma importante pesquisa investigando a estabilização de solos argilosos expansivos foi realizada por Yilmaz e Civelekoglu (2009). Eles deduziram que as argilas expansivas podem ser efetivamente estabilizadas com gesso, que tem um custo menor do que a cal. Por outro lado, os pesquisadores também reconheceram que o uso de gesso pode resultar na contaminação das águas subterrâneas.

Viswanadham *et al.* (2009) analisaram o comportamento expansão de um reforço de solo expansivo estabilizado por diferentes porcentagens de fibras, com proporções variadas. Os resultados mostraram o decréscimo máximo na tensão de expansão com menor razão de aspecto em ambas as porcentagens de fibra. Estudos indicaram que fibras recicladas de fontes aleatórias, como sucata de pneus de borracha, podem ser usados para estabilização do solo (Belabdelouahab & Trouzine, 2014). O teor de pneus de 2% foi considerado ótimo para incremento da resistência, por Akbulut *et al.* (2007). Eles também verificaram que 0,2% de polipropileno e polietileno são ótimos para o aumento da resistência. A adição de fibra nessas porcentagens também aumentou os módulos de cisalhamento.

4. INFLUÊNCIA DO TIPO DE PERMEANTE SOBRE O COLAPSO E A EXPANSÃO DE ALGUNS SOLOS

As deformações devido à inundação em solos com estruturas metaestáveis são influenciadas pelo tipo de permeante e, conseqüentemente, pela interação química entre o líquido e o solo. Muitos solos colapsíveis apresentam, em suas estruturas, grãos de areias revestidos por partículas de argilas (em estado floculado e/ou disperso), óxidos de ferro e de alumínio, carbonatos, etc, que constituem elementos cimentantes entre partículas não argilosas dos solos macroporosos. Por outro lado, propriedades físico-químicas intrínsecas do líquido (tensão superficial, constante dielétrica, momento dipolar, viscosidade,

etc.) influenciam a velocidade de penetração do permeante no solo e, conseqüentemente nos valores dos potenciais de colapso.

Carvalho *et al.* (1987) verificaram que, para a argila porosa de Brasília–DF, o aumento do pH do permeante tende a intensificar o colapso. Cruz *et al.* (1994) analisaram a influência do líquido permeante (óleo isolante a soluções ácidas de ácido clorídrico com pH variando de 1 a 5 e básicas de hidróxido de sódio com pH variando de 8 a 13) na colapsibilidade de solos poros coluvionares que recobrem as regiões central e oeste do estado de São Paulo. Constataram que o solo expande sob tensão nula quando inundado com líquido com pH até 11 e, para pH = 13, o solo apresenta colapso da ordem de 2,5%; sob tensão de 160 kPa, os colapsos que variaram em torno de 9,0% alteraram para 14 quando o líquido possui pH de 13.

Mariz (1993) estudou a influência de alguns líquidos orgânicos com propriedades físicas diferentes na colapsibilidade de um latossolo vermelho-escuro de Brasília - DF. O autor fez uma revisão bibliográfica das propriedades de alguns líquidos e como eles interagem com o solo e concluiu que o mecanismo de colapso desencadeador do colapso é consequência da interação química mais ou menos intensa entre as superfícies dos minerais e o líquido molhante, bem como das elevadas forças capilares devido à condição hídrica em que o solo se encontra. Ferreira (1995) analisa a influência de diferentes percolantes em solos colapsíveis e expansivos, conforme a Figura 17.

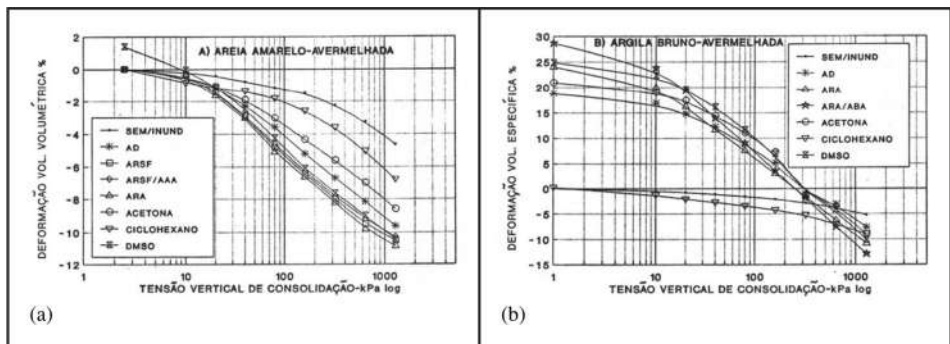


Figura 17 – Influência do permeante na deformações: a) Areia amarela avermelhada – solo colapsível; b) Argila bruno-avermelhada – solo expansivo (Ferreira, 1995)

Collares (2002) estudou a influência de diferentes substâncias químicas sobre o colapso de dois solos, uma areia argilosa, pedologicamente classificada como latossolo vermelho-amarelo e com massa específica seca de $13,10 \text{ kN/m}^3$ e de uma argila siltosa (latossolo roxo) com massa específica seca de $12,40 \text{ kN/m}^3$. Dentre as variáveis estudadas, verificou-se que não existe uma relação entre potencial de colapso e pH quando se consideram diferentes substâncias. Apenas as soluções de hidróxido de sódio mostraram colapsos crescentes com o pH, fato não observado para as soluções de hexametáfosfato de sódio. Notou-se, ainda, para essas duas soluções, a interferência da concentração sobre o potencial de colapso. Em geral, os maiores potenciais de colapso ocorreram para essas duas soluções dispersantes, sem, no entanto, ter-se constatado qualquer manifestação de dispersão do solo no ensaio de pin-hole.

De todas as propriedades avaliadas, constatou-se haver uma relação direta entre o potencial de colapso e a constante dielétrica da solução.

5. CONSIDERAÇÕES FINAIS

O colapso e a expansão dos solos devido ao umedecimento e à eventual saturação estão associados à tensão atuante (tensão média ou tensão vertical), à redução de sucção a efeitos de microestrutura (redução dos poros, quebra de pontes de argila, rearranjo das partículas, revestimento total ou parcial dos grãos de areia por argilas flocculadas ou dispersas); à presença de argilos minerais do tipo 2:1, bem como a fatores físico-químicos envolvendo remoção dos agentes cimentantes, óxido de ferro e carbonatos, eluviação dos finos, interação entre o permeante e solo, etc. Eses fatores podem atuar isolada ou concomitantemente. Aproveita-se um extrato adaptado do trabalho de Alonso *et al.* (1987) como síntese de vários dos aspectos abordados no capítulo:

1) Incrementos na sucção do solo aumentam a sua rigidez e a tensão de pré-adensamento.

2) A tensão total média (ou vertical) controla o total de expansão apresentado por argilas plásticas contendo argilominerais expansivos. A tensão aplicada reduz a expansão apresentada ou, de outro modo, as maiores expansões ocorrem no campo das baixas tensões.

3) Solos com estruturas abertas experimentam colapso sob umedecimento, para uma grande faixa de valores de tensões atuantes. Particularmente, esse fenômeno é frequente em areias argilosas e siltosas de baixa densidade, argilas siltosas de baixa plasticidade e alguns solos residuais.

4) A maioria das argilas siltosas de baixa plasticidade ou mesmo de argilas ativas podem expandir ou apresentar colapso, dependendo de a carga aplicada ser suficientemente baixa ou alta.

5) As superfícies de estado são uma boa maneira de se representar o comportamento volumétrico dos solos não saturados. Diferentes caminhos de tensão no espaço p ($p - u_a$) e s ($u_a - u_w$) conduzem a diferentes mudanças de volume. Matyas & Radhakrishna (1968) relatam que a superfície de estado tende a ser única, desde que os caminhos de tensões seguidos provoquem sempre aumento ou diminuição no grau de saturação do solo. Barden *et al.* (1969) chegam às mesmas conclusões.

6) Quando a tensão confinante é aumentada, o colapso experimentado por um solo não saturado alcança um valor máximo, diminuindo a partir daí. O valor da tensão na qual o máximo colapso ocorre varia largamente para diferentes tipos de solo.

7) Os diferentes critérios utilizados na obtenção da pressão de expansão de um solo conduzem a diferentes resultados. São, principalmente, três os procedimentos utilizados na determinação da pressão de expansão dos solos:

a) Umedecendo-se a amostra a uma dada tensão e , posteriormente, carregando-a de modo que esta retorne ao seu volume original. A pressão de expansão obtida por esse procedimento depende da tensão na qual o umedecimento se deu.

b) Se, agora, uma tensão confinante é aplicada à amostra de modo que um umedecimento posterior a conduza a seu volume original, então, outro valor de tensão de expansão é determinado.

c) A amostra é umedecida a uma baixa tensão confinante de modo que a expansão do solo é sempre evitada por um aumento da tensão aplicada; há evidências de que esse procedimento conduz a valores intermediários de pressão de expansão daqueles encontrados pelos procedimentos (a) e (b).

d) Do mesmo modo que a tensão atuante, a variação da sucção induz deformações volumétricas irreversíveis no solo. Esse padrão de comportamento é válido tanto para solos colapsíveis quanto para solos expansivos.

REFERÊNCIAS

ABELEV, Y.M. (1948). The essentials of designing and building on microporous soils. Stroitel'naya Promyshlennost, Moscow.

ADHIKARY, S. & JANA, K. (2016). Potentials of rice husk ash as soil stabilizer. International Journal of Latest Research in Engineering and Technology, vol. 2, n. 21, pp. 40-48.

AFLITOS, A. O *et al.* (1990). Projeto formoso A: implantação de obras localizadas com fundações em solos colapsíveis. In: IX Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, ABMS, Salvador. Anais... v II, p. 101-108.

AITCHISON, G.D., PETER, P. & MARTIN, R. (1973). Long term observation of deformation in structure founded in expansive clays in South Australia. 3rd International Conference on Expansive Soils, Haifa, v. II, pp. 109-113.

AKBULUT, S.; SERACETTIN A. & EKREM K. (2007). Modification of clayey soils using scrap tire rubber and synthetic fibers. Applied Clay Science no. 38(1-2): 23-32.

ALONSO, E.E.; GENS, A & JOSA, A. (1990). A constitutive model for partially saturated soil. Geotechnique, 40(3): 405-430.

ALONSO, E.E.; GENS, A. & WIGHT, D.W. (1987). Special problem soils. General Report (session 5). X ICSMFE, v. 3, Dublin, pp. 1087-1146.

AL-RAWAS, A. (2000). State of the art: review of collapsible soils. Science and Technology, Special Review, Sultan Qaboos University, p. 115-135.

AL-RAWAS, A.A. & GOOSEN, M.F.A. (2006). Expansive soils: recent advances in characterization and treatment, London, Taylor & Francis group/Balkema.

AL-MUKHTAR, M., LASLEDJ, A. & ALCOVER, J.F. (2010). Behaviour and mineralogy changes in lime-treated expansive soil at 20°C, Applied Clay Science, v. 50, pp. 191-198.

AL-RAWAS, AMER ALI, A.W. HAGO & HILAL AL-SARMI, (2005). Effect of lime, cement and Sarooj (artificial pozzolan) on the swelling potential of an expansive soil from Oman. *Building and Environment* no. 40(5): 681-687.

AYALA, J.F., GIJON, M.F., MOZO, C.O. & RODRIGUEZ, J.L.S. (1986). Mapa predictor de riesgos por expansividad de argillas en España a Escala 1:1.000.000. Série: Geología Ambiental. Instituto Geológico y Minero de España. Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas. España, Madrid.

ARAGÃO, C.J.G. & MELO, A.C. (1982). Fundações Rasas em Solos Colapsíveis no Semi-árido em Pernambuco”. VII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações. Olinda-PE, vol.III, pp. 19-40.

ARAÚJO, G.L.S. (2009). Estudo em laboratório e em campo de colunas granulares encamisadas com geossintéticos. Tese (Doutorado em Geotecnia). Universidade de Brasília, Brasília. 166 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT. NBR 12653, (2014): Materiais pozolânicos requisitos. Rio de Janeiro, 6 p.

BARDEN, R.J.; MADEDOR, A.O & SIDES, G.R. (1969). Volume Change Characteristics of unsaturated soil. *Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE*, 95(1):33-51.

BELABDELOUAHAB, F. & TROUZINE D H. (2014). Research and enhancement of used tyres, such as material innovative in Algeria. *Physics Procedia* no. 55:68-74.

CHEN, F.H. (1965). The use of piers to prevent the uplifting of the lightly loaded structures founded on expansive clays. 1st 3rd International Conference on Expansive Soils, Texas, pp. 152-171.

CHEN, F.H. (1975). *Foundation on expansive soil*. Elsevier, Amsterdam, 275 p.

CHEN, F.H. (2012). *Foundations on expansive soils*. Vol. 12: Elsevier Science.

CHU, J., BUDDHIMA I., SHUWANG Y. & CHOLACHAT R. (2014). Overview of pre-loading methods for soil improvement. *Proceedings of the ICE-Ground Improvement* no. 167(3): 173-185.

COLLARES, A.C.Z.B. (2002). Influência de fatores estruturais e químicos no colapso e dispersão de dois solos. Tese de Doutorado. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 224 p.

CONCIANI, W. (2006). Fundações para construção de habitação de interesse social no Estado do Mato Grosso. Cuiabá: CEFET MT.

CONSTANTINO, C.S.; SANTOS, B.N.A.; PAIVA, S.C.; CAVALCANTI, L.C; & FERREIRA, S. R. M. (2020). Influência da adição de cinza de casca de arroz, areia e cal em solo expansivo no município de Paulista no estado de Pernambuco/Brasil. In: Laboratório Regional de Engenharia Civil (LREC) - Açores; Sociedade Portuguesa de Geotecnia (SPG). (Org.). Atas do 16.º Congresso Nacional de Geotecnia 6as Jornadas Luso-Espanholas de Geotecnia., 1. ed. Lisboa: SPG, 2020, v. 1, p. 1330-1339.

CRUZ, P.T.; FERREIRA, R.C. & PERES, J.E.E. (1994). Análise de alguns fatores que afetam a colapsividade dos solos porosos. X CONBRASEF, Foz de Iguaçu, v. IV, pp. 1127-1134.

CUELLAR, V. (1978). Análisis Crítico de Los Métodos Existentes para el Empleo de Arcillas Expansivas en Obras de Carreteras y Recomendaciones sobre las Técnicas más Idóneas para su Uso Habitual en España. Laboratorio del Transporte y Mecánica del Suelo, Madrid, pp. 321.

DAKSANAMURTY, V. & RAMAN V. (1973). A simple method of identifying an expansive soil. Soils and Foundation, Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering, 13(1): pp. 97-104.

DE MELLO, V.F.B. (1973). Class Notes of Soils Mechanics, EP-USP, University of São Paulo.

DENISON. N.Y. (1951). The Engineering Properties of Loess and Loess Loams, Gosstroizdat, Moscow, 136 p.

EADES, J.L. & GRIM, R.E., (1966). A quick test to determine lime requirements for lime stabilization. In: Highway Research Record, Washington, D.C., n. 139, pp.61-72.

ESCARIO, V. (1967). Measurement of the swelling characteristics of a soil fed with water under tension. International Cooperative Research on the Prediction of Moisture Content under Roads Pavements, O.C.D.E., Madrid-Meeting.

ESCARIO, V. (1969). Determination of Geotechnical Characteristics of Expansive Soils. 2nd International Research and Engineering Conference on Expansive Clay Soils, Texas, pp. 114-120.

ESCARIO, V. & SAEZ, J. (1973a). Measurement of the properties of swelling and collapsing soil under controlled suction. 3rd International Conference on Expansive Soils, Haifa, pp. 195-200.

ESCARIO, V. & SAEZ, J. (1973b). Gradual collapse of soils originated by a suction decrease. VIII International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Moscow, 1973, v. 4.2, p. 123-124.

FEDA, J. (1966). Structural stability of subsident loess Soil from Prahadejvice. Engineering Geology, 3(3): 201-219.

FERREIRA, S.R.M. & TEIXEIRA, D.C.L. (1989). Collapsible Soil - A Pratical Case in Construction Pernambuco - Brazil. In: 12th Internacional Conference on Soil Mechanics and Foudation Engineering, Rio de Janeiro. v. 1. p. 603-609.

FERREIRA, S.R.M. & FERREIRA, M.G.V.X. (2009). Mudanças de volume devido à variação do teor de umidade em um Vertissolo no Semi-Árido de Pernambuco. Revista Brasileira de Ciência do Solo (Impresso), 33: 779-791.

FERREIRA, S.R.M. (1990c). Aplicações da Pedologia aos estudos dos Solos Colapsíveis e Expansivos. I Seminário de Qualificação Acadêmica ao Doutorado, COPPE/UFRJ. 130 p.

FERREIRA, S.R.M. (1993a). Aplicações da classificação e levantamentos pedológicos aos estudos dos solos colapsíveis e expansivos. Revista Ciência e Tecnologia na Universidade Federal de Uberlândia, 1: 119-136.

FERREIRA, S.R.M. & LACERDA, W.A. (1993). Variação de volume em solo colapsível medidas através de ensaios de campo e de laboratório. Revista Solos e Rochas, 16(4): 245-253.

FERREIRA, S.R.M. (1995). Colapso e expansão de solos naturais não saturados devidos à inundação. Tese (Doutorado em Engenharia Civil). Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro. 379p.

FERREIRA, S.R.M.; FUCALE, S.P.; LACERDA, W.A. & SANDRONI, S.S. (2002). Volume change measurements due wetting in collapsible soils by laboratory and field tests. Third International Conference on Unsaturated Soils - UNSAT, Recife, v. II, pp. 577-582.

FERREIRA, S.R.M.; FUCALE, S.P.; SILVA, M.J.R. & AMORIM, S.F. (2002). Análise de variação de volume devido à inundação de alguns solos colapsíveis no município de Petrolina-PE. X Congresso Brasileiro de Geologia de Engenharia e Ambiental, Ouro Preto, v. I, pp. 1-14.

FERREIRA, S.R.M. (2005). Solos Colapsíveis no Nordeste. In: Alexandre Duarte Gusmão; Jaime de Azevedo Gusmão Filho; Joaquim Teodoro Romão de Oliveira; Gilmar de Brito Maia. (Org.). Geotecnia no Nordeste. 2ed. Recife: Fasa Editora, p. 365-395.

FERREIRA, S.R.M.; PAIVA, S.C.; MORAIS, J.J.O. & VIANA, R.B. (2017). Avaliação da expansão de um solo do município de Paulista-PE melhorado com cal. *Revista Matéria, Suplemento*.

FINK, D.H.; NAKAYAMA, F.S. & MCNEAL, B.L. (1971). Demixing of exchangeable cations in free-swelling bentonite clay. *Soil Science Society American. Proceedings*, 35 (552 -555)

FOOD AND AGRICULTURE ORGANIZATION OF THE UNITED NATIONS, FAO (2018). Statistical databases. Disponível em: <www.fao.org>. Acesso em: 3 mai.

FUCALE, S.P. (2000). Comportamento de variação de volume devido à inundação em alguns solos colapsíveis do Estado de Pernambuco. Disserta o de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Pernambuco, 138 p.

GIBBS, H.J. & BARA, J.P. (1962). Predicting surface subsidence from basic soil tests. *Special Technical Publication*, N  322, ASTM, Philadelphia.

GIBBS, H.J. (1961). Properties Which Divide Loose and Dense Uncemented Soils, Bureau of Reclamation Report No, EM-608, Denver CO (apud USBR, 1998).

GIBBS, H.J. & BARA, J.P. (1967). Stability Problems of Collapsing Soil. *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE*, 93(4): 577-594.

HABEEB, G.A. & MAHMUD, H.B. (2010). Study on properties of rice husk ash and its use as cement replacement material. *Materials Research*, 13, 185-190.

HARRIS, C.M. (2005). *Dictionary of Architecture and Construction*. Edited by Cyril M. Harris. United States: McGraw-Hill.

HASAN, U.; CHEGENIZADEH, A.; BUDIHardjo, M. A. & NIKRAZ, H. (2015). Review of the Stabilisation Techniques on Expansive Soils. *Aust. J. Basic & Appl. Sci.*, 9(7): 541-548.

HILF, J.W. (1956). An investigation of pore-water pressure in compacted cohesive soils. *Doctoral Thesis. Faculty of Graduate School of the University of Colorado*.

JENNINGS, J.E. & KNIGHT, K. (1975). A guide to construction on or with materials exhibiting additional settlement due to a collapse of grain structure. *IV Regional Conference for Africa on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Durban*, pp. 99-105.

JENNINGS, J.E. & KNIGHT, K. (1957). The additional settlement of foundations due to a collapse of structure of sandy subsoils on wetting. *IV Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, London*, pp. 316- 319.

JIMENEZ SALAS, J.A. (1980). Cimentaciones en terrenos expansivos o colapsables. In: *Geotecnia y Cimientos III*, v.1, Rueda, Madrid, pp. 533-650.

JONES, L.D. & JEFFERSON, I. (2012). Expansive soils. In *ICE Manual of Geotechnical Engineering*, edited by J. Burland, 413-441. London, UK: ICE Publishing.

JOHNSON, L.D. (1978). Predicting potential heave and heave with time in swelling foundation soils. Technical Report S-78-7, U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station, CE, Vicksburg, Miss.

JUSTO ALPAÑES, J.L.; DELGADO, A. & RUIZ, J. (1984). The influence of stress-path in the collapse – swelling of soils at the laboratory. 5th International Conference on Expansive Soils, Adelaide, pp. 67-71.

KASSIF, G. & HENKIN, E.N. (1967). Engineering and physic - chemical properties affecting pipping failure of loess dams in the Negev. III Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Foundation, Haifa, v. I, pp. 13-16.

LAMBE, T.W. (1960). The character and identification of expansive soils. Federal Housing Administration on Report FHA - 701, Washington, DC.

LAWTON, E.C.; FRAGASZY & R. J. HARDCASTLE, H. (1991). Stress Ratio Effects on Collapse of Compacted Clayey Sand. *Journal of Geotechnical Engineering*, 117(5): pp. 714-730.

LUTENEGGER, A.J. & SABER, R.T. (1988). Determination of collapse potential of soils. *Geotechnical Testing Journal*, ASTM, 11(3): 173-178.

MACHADO, S.L. & VILAR, O.M. (1997). The Influence of Suction on Lateral Stress and on Collapse of a Non-Saturated Soil. Symposium on Recent Developments. In *Soil and Pavement Mechanics*, Rio de Janeiro, v. I. pp. 309-314.

MAHMOUD, H.H.; HOUSTON, W.N. & HOUSTON, S.L. (1995). Apparatus and Procedure for an In Situ Collapse Test. *Geotechnical Testing Journal*, GTJODJ, 18(4): 431-440.

MARIZ, D.F. (1993). Um estudo físico-químico sobre o colapso de solos residuais sesquioxídicos micro-agregados do Planalto Central. Tese de Mestrado. COPPE/UFRJ, 168 p.

MATYAS, E.L. & RADHAKRISHNA, H.S. (1968) Volume change characteristics of partially saturated soils. *Geotechnique*, 18(4):432-448.

MCKEEN, R.G. (1980). Field studies of airport pavements on expansive clay. 4th International Conference on Expansive Soils, pp. 242-261.

MITCHELL, J.K. (1981). Soil improvement: state-of-art report. In: 10th International Conference on Soil Mechanics And Foundation Engineering, Proceedings... Stockholm, p. 509-565.

MORETTI, G. V. (2012). Comportamento à compressão de solo estabilizado com cimento utilizado em colunas de deep soil mixing.. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – Faculdade de Engenharia Agrícola, Universidade Estadual de Campinas,. 153 p.

NELSON, J.D. & MILLER, D.J. (1992). Expansive soils: problems and practice in foundation and pavement engineering: J. Wiley.

PAIVA, S.C.; LIMA, M.A.A.; FERREIRA, M.G.V.X.; FERREIRA, S.R.M. (2016) Propriedades geotécnicas de um solo expansivo tratado com cal Revista Matéria, v.21, n.2, pp. 437-449.

PATRICK, D.M. & SNETHEN, D.R. (1976). An occurrence and distribution survey of expansive materials in the United States by Physiographic Areas. Federal Highway Administration, Report N° FHWA-RD-76-82, 73p.

PINTO, C.S. (1978). Fundações de barragens de em solos compressíveis e/ou de baixa resistência. Anais XII Sem. Nac. de Grandes Barragens, v. 3, Tema II, p. 173.

POPESCU, M.E. (1986). A comparison between the behavior of swelling and of collapsing soils. Engineering Geology, 23(2): 145-163.

PRIKLONSKIJ, V.A. (1952). Gruntovenedie – Utoraira Chast. Gosgeolizdat, Moscow. 371 p.

RAO, R.R.; RAHARDJO, H. & FREDJUND, D.G. (1988). Close from heave solutions for expansive soils. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 114(5): 573-588.

REGINATTO, A. (1970). Suelos colapsibles: prediccion de la susceptibilidad al colapso. II Reunion Argentina de Mecanica de Suelos e Ingenieria de Fundaciones, Cordoba, v. I, pp. 1-7.

REGINATTO, A.R., & FERRERO, J.C. (1973). Collapse potential of soils and soil-water chemistry. VIII International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Moscow, v. 2.2, pp. 177-183.

REZNIK Y.M. (1989). Discussion on Determination of Collapse Potential of Soils. LUTENEGGER, A.J. & SABER, R.T., Geotechnical Testing Journal, GTJODJ, 12, (3) 248-249.

RODRIGEZ ORTIZ, J.M. (1975). Las arcillas expansivas: su estudio y tratamiento. Boletim. De Información del Laboratorio Transporte y Mecánica del Suelo. (108): pp. 3-30.

SCHREINER, H.D. (1987). State of the art review on expansive soils. Imperial College, London.

SECO, A., F. RAMÍREZ, L. MIQUELEIZ, B. GARCÍA & E. PRIETO, (2011). The use of non-conventional additives in Marls stabilization. Applied Clay Science no. 51(4): 419-423

SEED, H.B.; WOODWARD, R.J. & LUNDGREN, R. (1962). Prediction of Swelling Potential for Compacted Clays. Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, 88(SM3): pp. 53-87.

SHILLITO, R. & FENSTERMAKER L.(2014). Soil stabilization methods with potential for application at the Nevada national security site: A literature review. No. DOE 45255 DOE/NV/0000939-17. Desert Research Institute, Nevada University, Reno, NV (United States).

SILVA, J. A; BELLO, M. I.M.C. V & FERREIRA, S.R.M. 2020. Comportamento geotécnico de um solo expansivo estabilizado com cinza de casca de arroz e cal hidratada. Journal of Environmental Analysis and Progress, v. 5, p. 232-256,

SIMÕES, P.R.M. & COSTA FILHO, L.M. (1981). Características mineralógicas de solos expansivos do Recôncavo Baiano. Simpósio Brasileiro de Solos Tropicais, Rio de Janeiro, pp. 569-588.

SOBRAL, H.S. (1956). Contribuição ao estudo do Massapê como solo para construção. Tese de Concurso para Cadeira de Materiais de Construção. Escola de Belas Artes. Universidade Federal da Bahia.

SOUZA NETO, J.B. (2004). Comportamento de um solo colapsível avaliado a partir de ensaios de laboratório e campo, e previsão de recalques devidos à inundação (colapso). Tese de Doutorado, COPPE/UFRJ, 432p.

VARGAS, M. (1973). Structurally unstable soils in Southern Brazil. Proc. VIII International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Moscow, v. 2.2, pp. 239-246.

VARGAS, M. (1978). Introdução a Mecânica dos Solos. McGraw-Hill, São Paulo, 509 p.

VARGAS, M.; GONÇALVES, H.H.; SANTOS, N.B. & MARINHO, F.A.M. (1989), Expansive soils in Brazil. Supplementary Contributions by the Brazilian Society for Soil Mechanics. 12th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Rio de Janeiro, pp.77-81.

VIJAYVERGIYA, V.N. & GHAZZALY, O.I. (1973). Prediction of Swelling Potencial for Natural Clays. 3rd International Conference on Expansive Soils, Hayfa, v. I, pp. 227-236.

VILAR, O. M.; RODRIGUES, J. E. & NOGUEIRA, J. E. (1981). Solos Colapsíveis: um Problema para a Engenharia de Solos Tropicais. In: I Simpósio Brasileiro de Solos Tropicais Em Engenharia, 1981, Rio de Janeiro. ANAIS, v. 1. p. 199-208.

VILAR, O.M. (1995). Suction controlled oedometer tests on a compacted clay. First International Conference on Unsaturated Soil, I UNSAT'95, Paris, v. I, pp. 201-206.

VILAR, O.M. & DAVIES, G.I. (2002). Collapse behavior analysis of a clayey sand using different testing procedures. In: Third International Conference on Unsaturated Soils, Recife. Third International Conference on Unsaturated Soils, Amsterdam, Balkema, v. II, pp. 571-576.

VILAR, O.M. & RODRIGUES, R.A. (2007). Métodos expeditos para a previsão da resistência de solos não saturados e identificação de solos colapsíveis. VI Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados, Salvador, v. II, pp. 575-592.

VISWANADHAM, B.V.S., PHANIKUMAR, B.R. & MUKHERJEE, R.V. (2009). Swelling behaviour of a geofiber-reinforced expansive soil. Geotextiles and

YILMAZ, I. (2006). Indirect estimation of the swelling percent and a new classification of soils depending on liquid limit and cation exchange capacity. Engineering Geology no. 85(3-4): 295-301.

YILMAZ, I. & CIVELEKOGLU, B. (2009). Gypsum: An additive for stabilization of swelling clay soils. Applied Clay Science no. 44(1-2): 166-172.

Capítulo 18

RECALQUES EM SOLOS NÃO SATURADOS COM BOLHAS DE AR OCLUSAS

Pedro Murrieta Santos Neto
Marcio de Souza Soares de Almeida

1. INTRODUÇÃO

No estudo das deformações de solos não saturados, deve-se ressaltar a importância da condição do ar nos vazios na compressibilidade desses solos:

- quando o ar está em forma contínua, o fluxo é controlado pela permeabilidade do ar nos vazios, o que faz com que as deformações ocorram rapidamente (Figura 1a). A diferença entre a pressão do ar e a da água, ($u_a - u_w$), convencionalmente chamada de sucção, pode atingir níveis baixíssimos, o que mantém a água fixa ao esqueleto sólido e tem influência decisiva no comportamento do solo. O aumento do grau de saturação leva à redução da sucção, podendo ocorrer o brusco colapso da estrutura do solo.

- quando o ar está ocluído, a permeabilidade da água controla o fluxo nos vazios. A sucção torna-se praticamente nula e a água pode fluir (Figura 1b). Dessa forma, em solos finos, há um processo clássico de deformações diferidas. É comum admitir-se que, em amostras compactadas, a oclusão ocorre em torno da umidade ótima. Em solos naturais, pode-se admitir que essa oclusão ocorre quando o grau de saturação supera 85%.

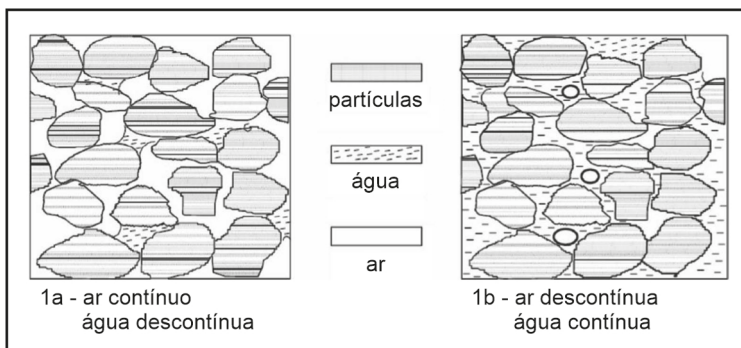


Figura 1 – Solos com ar contínuo e com ar ocluído nos vazios

As duas condições foram estudadas em 13 ensaios realizados em uma célula edométrica especial desenvolvida na Universidade de Oxford, na qual era possível determinar o grau de saturação da amostra não saturada ao final de cada carregamento. As amostras com ar contínuo foram preparadas com baixo grau de saturação, utilizando-se compactação estática. As amostras com bolhas de ar oclusas foram preparadas utilizando-se uma técnica que usa a zeolita, uma substância química que tem a característica de retirar água dos vazios, deixando, em seu lugar, um gás escolhido previamente, nesse caso, o metano. Essa técnica permite que se obtenham amostras com graus de saturação maiores que 75% e com as bolhas de gás envolvidas por uma matriz saturada (Murrieta, 1990a).

2. UM ENFOQUE ALTERNATIVO PARA INTERPRETAÇÃO DE ENSAIOS DE ADENSAMENTO EM SOLOS COM BOLHAS DE AR OCLUSAS

Brackley (1975) propôs um modelo para a estrutura de um solo em que as partículas de argila agrupavam-se em “pacotes” saturados enquanto que os vazios “inter-pacotes” encontravam-se cheios de ar conforme pode-se ver na Figura 2.

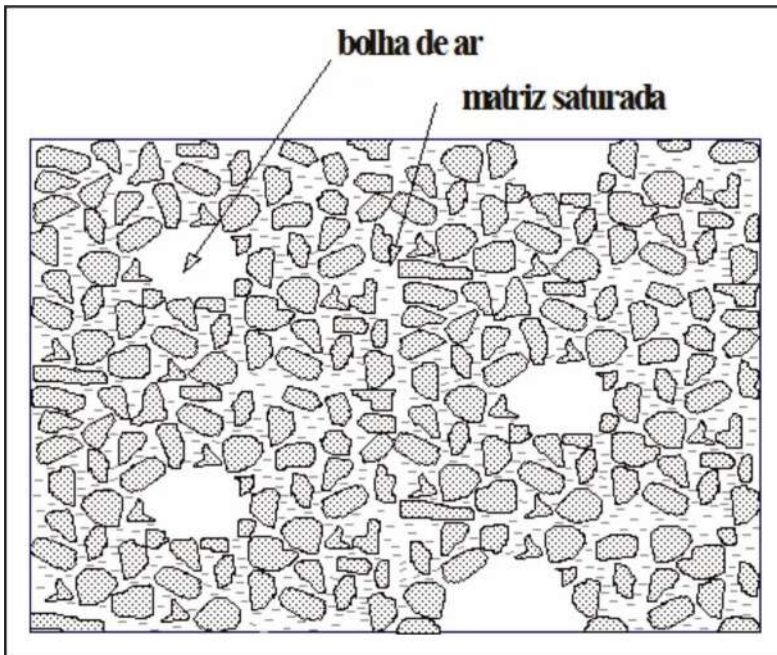


Figura 2 – Solo com bolha de ar oclusas

Brackley definiu um “*packet void ratio*” (PVR), que seria o índice de vazios desses pacotes saturados, como:

$$\text{PVR} = \frac{V_w}{V_s} \quad (\text{Eq. 1})$$

onde:

V_w = volume de água nos vazios;

V_s = volume de sólidos da amostra.

O índice de vazios da amostra total poderia ser maior que o PVR uma vez que aquele levaria em conta o volume de ar nos vazios que, eventualmente, ocorresse.

Wheeler (1986) chamou o índice de vazios da matriz saturada (que seria o mesmo parâmetro que o PVR de Brackley) de “*matrix void ratio* e_w ”. Pode-se provar que:

$$e_w = S_r e \quad (\text{Eq. 2})$$

onde:

e = índice de vazios da amostra;

S_r = grau de saturação.

Analogamente, tem-se o índice de vazios da fase gasosa, e_g :

$$e_g = \frac{V_g}{V_s} \quad (\text{Eq. 3})$$

onde:

V_g = volume de gás.

Da mesma forma:

$$e_g = (1 - S_r) e \quad (\text{Eq. 4})$$

Aplicando-se estas considerações às fórmulas da teoria unidimensional do adensamento de Terzaghi, chega-se a parâmetros e equações análogos aos convencionais daquela teoria, envolvendo agora, só a matriz saturada. Por exemplo, para obter o índice de compressão da matriz saturada, C_{cw} , a partir de um ensaio de adensamento convencional, plota-se, em escala semilogarítmica, $(\sigma_v - u_w) \times e_w$. Para achar e_w basta multiplicar os valores do índice de vazios, “ e ”, pelo grau de saturação correspondente S_r . Obtida a nova curva de compressibilidade, C_{cw} será a inclinação do trecho reto, calculado como convencionalmente se faz para o índice de compressão C_c de Terzaghi. A Figura 3 mostra estas curvas.

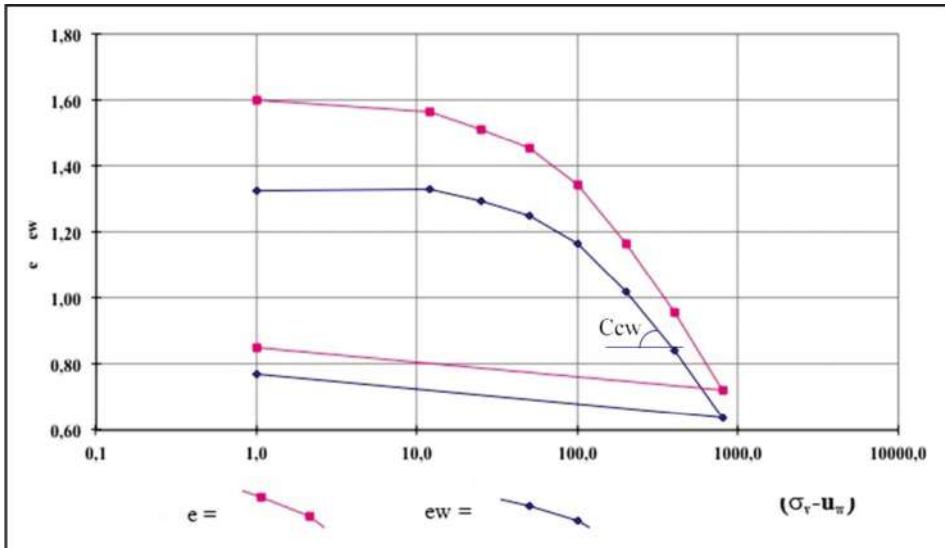


Figura 3 – Curvas de compressibilidade

Uma vez determinada a curva de compressibilidade em função de $(\sigma_v - u_w) \times e_w$ mostrada na Figura 3, assim como obteve-se o C_{cw} pode-se obter os coeficientes de variação volumétrica da matriz saturada, m_{vw} , os coeficientes de permeabilidade da matriz saturada, k_{vw} , para qualquer carregamento, exatamente como feito no adensamento convencional.

A partir de curvas tempo \times altura da matriz saturada pode-se aplicar o método de Taylor, ou o de Casagrande ou o de Sivaram & Swamee (1977), para determinar-se os coeficientes de adensamento da matriz saturada, c_{vw} .

Com essas considerações, fica fácil tratar isoladamente a matriz saturada do solo utilizando a teoria do adensamento proposta por Terzaghi e tratar a fase gasosa com as equações tradicionais de compressibilidade dos gases. Esse tratamento distinto torna esta abordagem mais adequada à condição de não-saturação do solo, especialmente no que se refere à previsão dos recalques diferidos.

3. MÉTODO PARA ESTIMATIVA DE RECALQUES EM SOLOS NÃO-SATURADOS COM BOLHAS DE AR OCLUSAS

Nos solos argilosos com o ar contínuo nos vazios, não há praticamente recalque diferido. O processo que ocorre quando esse solo é sujeito a um carregamento é, nitidamente, de compressão imediata. Não havendo um processo real de adensamento em curso, a previsão dos recalques é, quase sempre, de menor importância já que, na maioria das vezes, ocorrem durante a construção e podem ser tratados adequadamente. Nesse tipo de solo as pesquisas têm se direcionado, com muita propriedade, para a expansão ou mesmo o colapso da estrutura do solo devido à variação do grau de saturação.

Nos solos argilosos com bolhas de ar oclusas há um processo de adensamento nos moldes tradicionais. Nesta situação costuma-se simplesmente aplicar a teoria unidimensional de Terzaghi. Isto pode levar a erros grosseiros uma vez que, diferentemente de um solo saturado, nesse tipo de solo ocorre uma grande parcela de deformação inicial devido tão somente à compressibilidade das bolhas de ar. A Figura 4 mostra o primeiro carregamento do ensaio OC1 executado em uma amostra com bolhas oclusas e grau de saturação inicial em torno de 75% (Murrieta, 1990). Pode-se notar que cerca de 1/3 da deformação ocorrida naquele carregamento foi devida à compressão das bolhas de ar nos momentos iniciais.

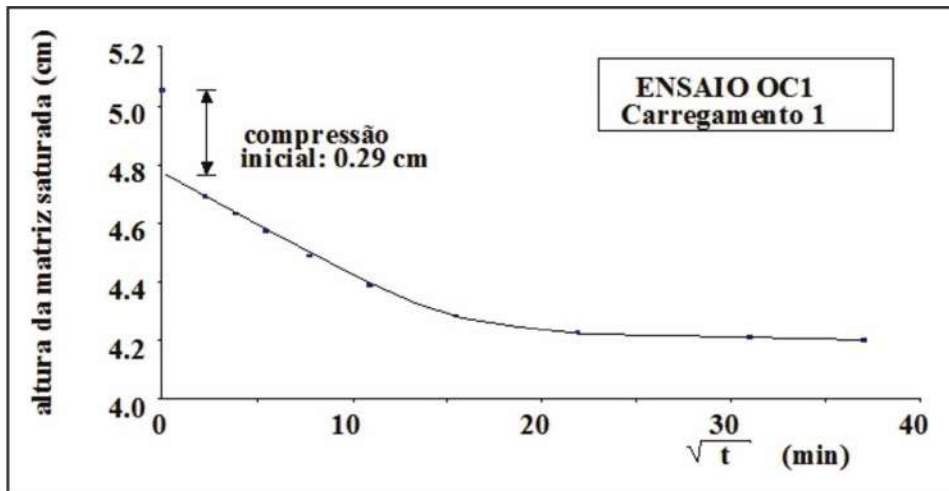


Figura 4 – Altura x tempo para o método de Taylor

Outra alternativa para a previsão das deformações é usar métodos que utilizam técnicas numéricas e parâmetros quase sempre de difícil determinação, dificultando sua utilização corriqueira. O método aqui proposto tenta contornar esse problema aliando à simplicidade de aplicação, o uso de parâmetros obtidos a partir de ensaios de adensamento convencionais.

3.1 Hipóteses do método

O método apresentado admite as seguintes hipóteses:

- i) validade da teoria unidimensional de Terzaghi para a previsão do adensamento em solos saturados;
- ii) a lei de Boyle representa corretamente a compressão dos gases nos vazios;
- iii) relação única entre a tensão vertical, $(\sigma_v - u_w)$, e o índice de vazios da matriz saturada, e_w ;
- iv) com a oclusão, a bolha fica retida entre as partículas, não fluindo livremente com a água;

v) a pressão inicial na bolha de gás é igual à tensão total que atua na amostra em torno da bolha.

Com relação à hipótese i, mesmo com as restrições que existem em relação à teoria de Terzaghi, o seu uso é amplamente aceito entre os engenheiros geotécnicos. O mesmo pode-se dizer da hipótese ii.

A hipótese iii é análoga à de Terzaghi referente às tensões efetivas e índice de vazios e tem suporte experimental nos trabalhos de Nageswaran (1983), Wheeler (1986), Thomas (1987), Boden (1989) e Murrieta (1990b).

A hipótese iv tem sido aceita por um grande número de pesquisadores, tais como Biot (1941), Taylor (1942), Scott (1965), Barden (1979), Thomas (1987), pois, considerando a dimensão dos canalículos de um solo argiloso, é pouco provável que haja fluxo livre da bolha de ar nos vazios em quantidade significativa.

Em relação à hipótese v, é certo que se a bolha estiver completa e exclusivamente envolvida pela água dos vazios, como se vê na Figura 1b, esta hipótese não é válida, uma vez que, nesse caso, a dissipação da pressão na água teria por consequência a expansão da bolha com redução de sua pressão, ou seja, a pressão da água é que controlaria a pressão na bolha. Entretanto, tendo ainda em vista a dimensão dos canalículos de um solo argiloso, esta consideração – a água envolver completa e exclusivamente a bolha – é pouco razoável. No trabalho de Thomas (1987) e de Murrieta (1990b) a hipótese da pressão inicial da bolha ser igual à tensão total atuante em torno da bolha, mesmo com a água dos vazios em condições hidrostáticas, mostrou-se plenamente aceitável para solos do tipo mostrado na Figura 2, em que a bolha de ar é envolvida por uma matriz de solo saturada.

A bem da simplicidade, desprezou-se a dissolução do ar na água, ou seja, considerou-se o coeficiente de solubilidade de Henry, (H), igual a zero. No entanto, um valor diferente de zero para H pode ser usado, bastando para isso incorporar-se a lei de Henry à lei de Boyle conforme feito por Murrieta (1990b). Deve se ter em conta que esta inclusão traria uma maior complexidade ao método e, provavelmente, sem a contrapartida de melhorar seus resultados, devido às dúvidas que se possa vir a ter sobre o valor de H.

3.2 Formulação matemática

A partir da amostra não saturada, idealizada, mostrada na Figura 5, chega-se a conclusão que o recalque total ocorrido é igual a:

$$\Delta H = \Delta H_g + \Delta H_w \quad (\text{Eq. 5})$$

sendo:

$$\Delta H_g = \frac{\Delta e_g}{1 + e_o} H_o \quad (\text{Eq. 6})$$

$$\Delta H_w = \frac{\Delta e_w}{1 + e_o} H_o \quad (\text{Eq. 7})$$

onde:

- Δe_g = variação do índice de vazios da fase gasosa;
- Δe_w = variação do índice de vazios da matriz saturada;
- H_o = espessura da amostra ou da camada de solo;
- e_o = índice de vazios inicial.

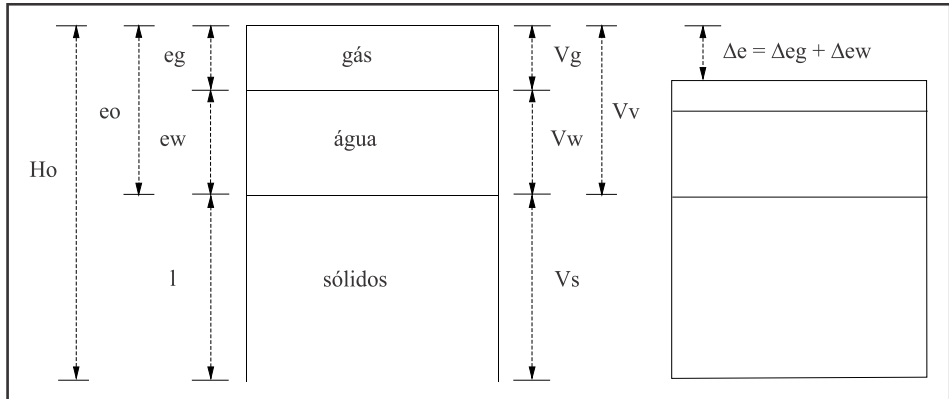


Figura 5 – Amostra Idealizada

A Equação 6 representa a variação da altura da fase gasosa e pode ser calculada usando-se a lei de Boyle. Da mesma forma a Equação 7 é a variação da altura da matriz saturada e pode ser calculada com a teoria de Terzaghi.

Tem-se então:

$$\Delta H = \frac{\Delta e_g}{1 + e_o} H_o + \frac{\Delta e_w}{1 + e_o} H_o \quad (\text{Eq. 8})$$

3.2.1 Cálculo da variação da altura da fase gasosa, ΔH_g

Da lei de Boyle tem-se:

$$u_{go}^* V_{go} = u_{gf}^* V_{gf} \quad (\text{Eq. 9})$$

sendo:

- u_{go}^* = pressão absoluta inicial do gás = $u_{go} + u_{atm}$;
- u_{gf}^* = pressão absoluta final do gás = $u_{gf} + u_{atm}$;
- u_{go}, u_{gf} = pressões inicial e final da bolha de gás;
- V_{go}, V_{gf} = volumes inicial e final da bolha de gás;
- u_{atm} = pressão atmosférica.

$$u_{go}^* H_{go} = u_{gf}^* (H_{go} - \Delta H_g) \quad (\text{Eq. 10})$$

A equação 10 pode ser reescrita como:

$$\Delta H_g = H_{go} \left(1 - \frac{u_{go}^*}{u_{gf}^*} \right) \quad (\text{Eq. 11})$$

O acréscimo de pressão (não absoluta) atuando na bolha de gás pode ser considerado como uma função do acréscimo da tensão vertical total através de um parâmetro definido como coeficiente de pressão de gás:

$$\bar{B}_g = \frac{\Delta u_g}{\Delta \sigma_v} \quad (\text{Eq. 12})$$

onde \bar{B}_g seria um coeficiente análogo ao \bar{B} de Skempton (1954) só que relacionado ao acréscimo de pressão na bolha de gás. Seu valor depende fundamentalmente da estrutura do solo não saturado e por isso mesmo, muito difícil de ser correlacionado com algum outro parâmetro. O que se propõe é que \bar{B}_g seja obtido a partir da curva de compressibilidade do ensaio de adensamento, para a mesma faixa de pressão que ocorrerá na situação de campo (Murrieta, 1990).

Da equação 10 e dos conceitos de u_{go} e u_{gf} , tem-se:

$$u_{gf} = \frac{(u_{go} + u_{atm})H_{go}}{H_{gf}} - u_{atm} \quad (\text{Eq. 13})$$

Utilizando-se as definições de grau de saturação e de índice de vazios chega-se à seguinte equação para cálculo do valor de H_{go} na amostra (ou na camada).

$$H_{go} = \frac{H_o e_o (1 - S_{ro})}{1 + e_o} \quad (\text{Eq. 14})$$

A altura de gás final da amostra para qualquer incremento de pressão é igual a:

$$H_{gf} = H_{go} - \Delta H_g \quad (\text{Eq. 15})$$

Substituindo as Equações 6 e 14 em 15, tem-se:

$$\Delta H_{gf} = \frac{H_o}{1 + e_o} [e_o (1 - S_{ro}) - \Delta e_g] \quad (\text{Eq. 16})$$

Substituindo em 18 o valor de:

$$\Delta e_g = e_o (1 - S_{ro}) - e_f (1 - S_{rf}) \quad (\text{Eq. 17})$$

tem-se

$$H_{gf} = \frac{H_o (1 - S_{rf}) e_f}{1 + e_o} \quad (\text{Eq. 18})$$

onde e_f é o índice de vazios final da amostra devido a um carregamento.

Substituindo 2 em 20 tem-se:

$$H_{gf} = \frac{H_o(1-S_{rf})e_{wf}}{(1+e_o)S_{rf}} \quad (\text{Eq. 19})$$

e_{wf} é o índice de vazios final da matriz saturada e pode ser escrito como:

$$e_{wf} = e_o S_{ro} - \Delta e_w \quad (\text{Eq. 20})$$

O valor de Δe_w pode ser calculado através das curvas $(\sigma_v - u_w) \times e_w$ (v. Figura 3).

$$\Delta e_w = C_{cw} \log \frac{(\sigma_{vf} - u_w)}{(\sigma_{vi} - u_w)} \quad (\text{Eq. 21})$$

onde:

$\sigma_{vi} - u_w$ = tensão inicial;

$\sigma_{vf} - u_w$ = tensão ao fim do incremento;

C_{cw} = índice de compressão da matriz saturada.

Aplicando-se as equações 22 e 23 na Equação 21, chega-se à expressão para o cálculo da altura final de gás:

$$H_{gf} = \frac{H_o(1-S_{rf}) \left(S_{ro} e_o - C_{cw} \log \frac{\sigma_{vf} - u_w}{\sigma_{vi} - u_w} \right)}{(1+e_o)S_{rf}} \quad (\text{Eq. 22})$$

O valor de S_{rf} ao final de um carregamento drenado, necessário à aplicação da Equação 24, pode ser obtido com excelente aproximação, como mostrado no item seguinte.

Com o valor de H_{go} obtido com a Equação 16, o de H_{gf} obtido com a Equação 24 e considerando a hipótese “v” onde o valor de u_{go} é admitido como sendo igual à tensão total do solo que envolve a bolha, aplica-se a Equação 15 e chega-se ao valor da pressão final na bolha de ar no ensaio. Com esse valor e conhecendo-se o acréscimo de tensão vertical total, aplicando-se a Equação 14 chega-se ao valor de \bar{B}_g da amostra para esse acréscimo de tensão.

Pode-se então, aplicar a Equação 10, 11 e 14 na Equação 13 e obter-se o valor de ΔH_g da camada:

$$\Delta H_g = H_{go} = \left(1 - \frac{u_{go} + u_{atm}}{u_{go} + u_{atm} + \bar{B}_g \Delta \sigma_v} \right) \quad (\text{Eq. 23})$$

3.2.2 Cálculo do grau de saturação ao final de cada carregamento

Os valores do grau de saturação durante o ensaio não estão disponíveis nos ensaios de adensamento em equipamentos convencionais. Nesse caso, apenas o grau de saturação inicial (antes do primeiro carregamento) e o final (após o último descarregamento), estão

disponíveis. Conforme ressaltado anteriormente, a célula de adensamento de Oxford foi projetada especialmente para ensaiar solos com bolhas de ar oclusas e tinha características únicas como permitir a determinação do grau de saturação da amostra ao final de cada carregamento. A partir dessas determinações da célula de Oxford, observou-se uma relação logarítmica entre a tensão vertical ($\sigma_v - u_w$) e o grau de saturação (S_r) ao final de cada carregamento, do tipo mostrado na Figura 6.

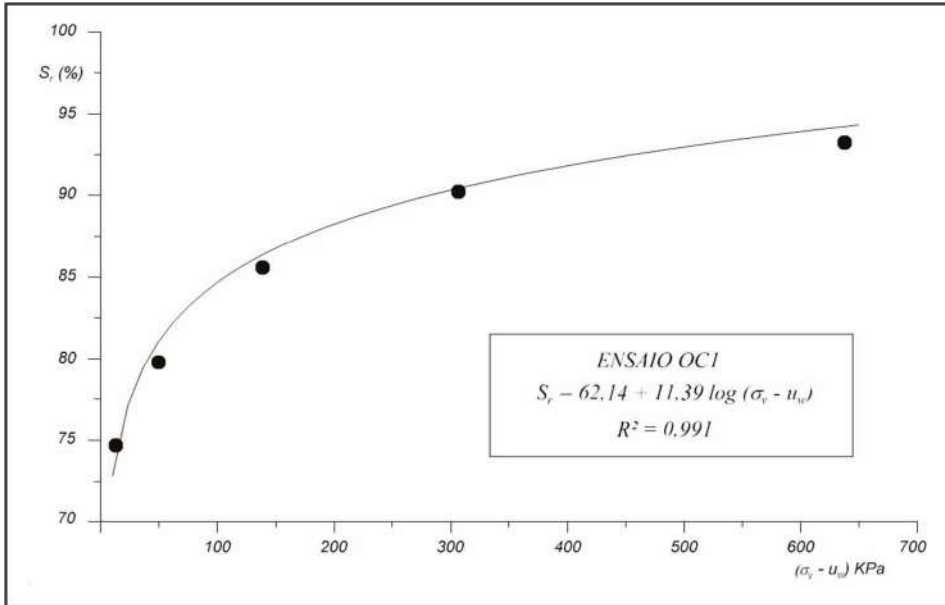


Figura 6 – Pressão x Grau de Saturação

Considerando isso, propõe-se a seguinte equação para o cálculo de S_r ao final de qualquer incremento drenado (Murrieta 1991):

$$S_r = a + b \log (\sigma_v - u_w) \quad (\text{Eq. 24})$$

onde:

$$b = \frac{S_{rf} - S_{ri}}{\log \frac{\sigma_{vf} - u_w}{\sigma_{vi} - u_w}} \quad (\text{Eq. 25})$$

a = valor de S_r quando $(\sigma_v - u_w) = 1$ kPa, podendo ser calculado com a expressão:

$$a = S_{ri} - b \log (\sigma_{vi} - u_w) \quad (\text{Eq. 26})$$

A Tabela 1 compara os graus de saturação medidos em 6 ensaios executados na célula de Oxford, com os obtidos com as equações acima tendo-se usado para a determina-

ção de a e b os valores do primeiro e último carregamento de cada ensaio, o que se tem sempre em qualquer ensaio de adensamento convencional. Pode-se ver a excelente aproximação conseguida para os valores intermediários. Observa-se que para $S_r = 100\%$, $b = 0$ e $a = 100$.

Tabela 1 – Graus de Saturação Medidos e Calculados

	$\sigma_v - u_w$ kPa	S_r medido %	S_r calculado %
ENSAIO OC1	12,7	74,7	74,7
	48,9	79,8	81,4
	a = 62,14	138,7	86,4
	b = 11,39	306,8	91,1
	637,8	94,1	94,1
ENSAIO OC2	21,2	78,5	78,5
	71,1	83,9	84,3
	a = 63,88	136,8	87,7
	b = 11,00	230,6	91,1
	383,1	92,3	92,3
ENSAIO OC3	63,1	79,6	79,6
	164,0	84,4	84,1
	a = 60,10	305,3	88,0
	b = 10,85	431,0	88,7
ENSAIO OC4	69,9	83,6	83,6
	140,2	87,3	86,8
	a = 64,34	264,7	90,6
	b = 10,46	394,4	91,5
ENSAIO OC5	21,2	87,6	87,6
	97,3	90,2	90,7
	a = 81,49	181,6	91,6
	b = 4,63	291,2	92,9
	419,0	93,6	93,6
ENSAIO OC6	20,1	94,2	94,2
	89,7	96,1	95,6
	a = 91,46	200,8	97,9
	b = 2,13	296,6	98,0
	397,2	97,0	97,0

3.2.3 Cálculo da variação da altura da matriz saturada, ΔH_w

Substituindo-se a Equação 23 em 7 tem-se:

$$\Delta H_w = \frac{H_o C_{cw} \log \frac{(\sigma_{vf} - u_w)}{(\sigma_{vo} - u_w)}}{1 + e_o} \quad (\text{Eq. 27})$$

3.2.4 Variação do recalque com o tempo

Para o cálculo da variação de recalques com o tempo admite-se que a compressão do ar ocorre imediatamente. A partir daí, utiliza-se o coeficiente de adensamento da matriz saturada, c_{vw} , obtido no ensaio para aquele carregamento e calcula-se o fator tempo com a Equação 30:

$$T = \frac{C_{cw} - t}{H_d^2} \quad (\text{Eq. 28})$$

onde:

T = fator tempo

t = tempo

H_d = maior caminho de drenagem na amostra ou na camada, descontada a compressão inicial do ar, ΔH_g .

De posse do fator tempo para diversos tempos, calcula-se as percentagens de adensamento (U%) correspondentes e aplica-se estas percentagens ao recalque total calculado para a matriz saturada. O recalque a qualquer tempo t será obtido com a Equação 31:

$$\Delta H_t = \Delta H_g + U \Delta H_w \quad (\text{Eq. 29})$$

4. EXEMPLOS DE APLICAÇÃO

O primeiro exemplo mostra como, a partir de um ensaio convencional de adensamento realizado em uma amostra não saturada com bolhas de ar oclusas, pode-se obter todos os parâmetros necessários para a aplicação do método apresentado. O segundo exemplo apresenta a previsão dos recalques em uma camada natural de argila com grau de saturação inicial de 83%, o que caracteriza a ocorrência de bolhas de ar oclusas.

4.1 Ensaio de adensamento

É dado na Tabela 2 um conjunto de leituras efetuadas durante a realização de um ensaio de adensamento com 7 incrementos de carga e 1 de descarga em uma amostra de argila com bolhas de ar oclusas. Além disso são dados:

- densidade real dos grãos = 2,65
- diâmetro do anel de adensamento = 50 mm
- massa do anel de adensamento = 325 g
- massa do anel de adensamento + amostra = 385 g
- altura inicial da amostra = 20 mm
- altura final da amostra = 14,2 mm
- umidade inicial da amostra = 50%
- umidade final da amostra = 35 %
- constante do extensômetro = 0,01 mm/div.

Pede-se:

- determinação para cada incremento de carga do:
- coeficiente de adensamento, c_{vw} , pelo critério de Sivaram & Swamee;
- coeficiente de variação volumétrica, m_{vw} ;
- coeficiente de permeabilidade, k_{vw} ;
- coeficiente de pressão de gás, \bar{B}_g ;
- traçado da curva de compressibilidade $(\sigma_v - u_w) \times e_w$;
- determinação do índice de compressão C_{cw} ;

Tabela 2 – Dados do Ensaio

tempo (min)	CARREGAMENTOS (kPa)						
	12	25	50	100	200	400	800
	leituras no extensômetro (divisões)						
0,00	2000,0	1973,8	1931,4	1885,3	1802,2	1666,2	1505,3
0,10	1998,6	1956,6	1912,6	1863,2	1769,5	1624,5	1462,4
0,25	1997,7	1955,6	1911,3	1860,9	1766,3	1620,0	1452,8
0,50	1996,7	1954,5	1910,3	1859,1	1763,0	1615,5	1443,0
1,00	1995,0	1953,6	1909,0	1856,4	1758,4	1609,8	1432,0
2,00	1993,2	1951,7	1907,2	1853,6	1752,9	1602,4	1419,3
4,00	1990,0	1949,0	1905,1	1850,0	1746,0	1593,5	1405,3
8,00	1986,1	1945,8	1902,6	1845,0	1735,6	1580,0	1388,6
15,00	1981,6	1941,1	1899,5	1837,7	1722,4	1561,6	1369,0
30,00	1978,2	1938,3	1894,4	1827,7	1705,1	1539,4	1353,1
60,00	1976,7	1936,0	1890,4	1816,0	1687,6	1523,4	1353,1
120,0	1975,4	1933,8	1887,9	1810,1	1676,0	1514,6	1332,9
240,0	1974,4	1932,3	1886,4	1806,9	1670,3	1510,8	1328,0
480,0	1974,0	1931,7	1885,8	1803,6	1668,0	1507,5	1325,3
1440,0	1973,8	1931,4	1885,3	1802,2	1666,2	1505,3	1323,9
	DESCARREGAMENTO DE 800 A 0 kPa						
	leituras no extensômetro (div)						
0	1323,9						
1440	1423,9						

Em recente trabalho, Del Duca (2015) apresenta um programa em Visual Basic que a partir dos dados de um ensaio de adensamento convencional, calcula todos os parâmetros necessários para a utilização do método aqui proposto. Apresenta-se a seguir os resultados obtidos com esse programa, que está disponível no site da ABMS.

Tabela 3 – Dados Fornecidos

Parâmetros fornecidos da amostra e do anel	
Densidade real dos grãos (G)	2,65
Umidade inicial, w_o (%)	50,00
Umidade final, w_f (%)	35,00
Massa do anel + amostra, M_{a+a} (g)	385,00
Massa do anel, M_a (g)	325,00
Diâmetro do anel, d (mm)	50,00
Altura do anel, h_o (mm)	20,00
Constante do extensômetro, C_e (mm/div)	0,010
Altura final da amostra, h_f (mm)	14,24
Peso específico da água, γ_w (kN/m ³)	10,00
Aceleração da gravidade, g (m/s ²)	9,81

Tabela 4 – Dados Calculados

Parâmetros calculados da amostra e do anel	
Peso específico natural, γ_{nat} (kN/m ³)	15,28
Peso específico dos grãos, γ_g (kN/m ³)	26,50
Peso específico seco, γ_d (kN/m ³)	10,19
Índice de vazios inicial, e_o	1,602
Índice de vazios final, e_f	0,852
Grau de saturação inicial S_{ro} (%)	82,73
Grau de saturação final, S_{rf} (%)	90,18
Massa total inicial da amostra seca, M_d (g)	40,00
Volume total inicial da amostra, V_t (cm ³)	39,27
Altura de sólidos da amostra, h_s (mm)	7,69

Para o cálculo desses parâmetros foram utilizadas as conhecidas fórmulas da Mecânica dos Solos:

$$\gamma_{nat} = \frac{M_t}{V_t} g = \frac{M_{a+a} - M_a}{V_t} g \quad (\text{Eq. 30})$$

$$\gamma_g = G \gamma_w \quad (\text{Eq. 31})$$

$$\gamma_d = \frac{\gamma_{nat}}{1 + \frac{W_o}{100}} \quad (\text{Eq. 32})$$

$$e_o = \frac{\gamma_g}{\gamma_d} - 1 \quad (\text{Eq. 33})$$

$$S_{ro} = \frac{Gw_o}{e_o} 100 \quad (\text{Eq. 34})$$

$$M_d = \frac{M_t}{1 + W_o} = \frac{M_{a+a} - M_a}{1 + W_o} \quad (\text{Eq. 35})$$

$$V_t = \frac{\pi d^2}{4} \quad (\text{Eq. 36})$$

$$h_s = \frac{h_o}{1 + e_o} \quad (\text{Eq. 37})$$

Com os parâmetros conhecidos e a leitura do extensômetro na Tabela 2, pode-se preencher a Tabela 5 e outras semelhantes (que não serão aqui apresentadas) para todos os carregamentos do ensaio usando as seguintes expressões:

a) Altura da amostra, h_1

Com a altura inicial da amostra, as leituras do extensômetro e sua constante pode-se calcular a altura da amostra em qualquer tempo:

$$h_1 = h_0 - (L_0 - L_1) C_e \quad (\text{Eq. 38})$$

sendo:

- h_1 = altura da mostra no tempo t ;
- h_0 = altura inicial da mostra;
- L_0 = leitura inicial no extensômetro;
- L_1 = leitura no extensômetro no tempo t ;
- C_e = constante do extensômetro.

b) Índice de vazios da amostra

Conhecendo-se a altura de sólidos, h_s e a altura da amostra h_1 , pode-se determinar o índice de vazios a qualquer momento com a Equação 41:

$$e_1 = \frac{h_1}{1 + h_s} - 1 \quad (\text{Eq. 39})$$

c) Grau de saturação da amostra

A determinação do grau de saturação durante o processo de deformação que ocorre em cada carregamento não está disponível em ensaios convencionais de adensamento, portanto, algumas considerações devem ser feitas nesta questão.

Em um item anterior mostrou-se como estimar o grau de saturação a partir do conhecimento de pares de valores iniciais e finais de $(\sigma_v - u_w) \times S_r$. O valor inicial é sempre co-

nhecido: é o grau de saturação no início do ensaio. O problema se apresenta quanto à saturação final pois, o que se conhece nos ensaios de adensamento convencionais é o grau de saturação final do ensaio, isto é, após o descarregamento da amostra, portanto, ela sofreu uma expansão em relação ao final do último carregamento (em geral de 800 kPa). Nesse caso, para determinar o grau de saturação ao final do último carregamento (que é o usado na Equação 27), considera-se que o volume de água que entrou na amostra devido à expansão que ela sofreu com o descarregamento é igual ao aumento de volume da amostra. Isso significa admitir que, se houvesse ainda alguma bolha de ar na amostra ao final do carregamento, esta bolha não aumentaria de volume com a expansão e isso é consistente com a hipótese “v” do método.

Cabe observar que esta consideração leva a um cálculo retroativo do grau de saturação no final do último carregamento a partir do grau de saturação medido ao final do ensaio, após o descarregamento. A Equação 43 permite esse cálculo. Dai por diante, os graus de saturação ao final dos demais carregamento podem ser calculados com as Equações 26, 27 e 28.

$$S_{r800} = \frac{\left[\frac{S_{rf}}{100} (h_f - h_s) \right] - (h_f - h_{800})}{(h_{800} - h_s)} 100 \quad (\text{Eq. 40})$$

$$S_{r800} = \frac{\left[\frac{90,18}{100} (14,239 - 7,69) \right] - (14,239 - 13,239)}{(13,239 - 7,69)} 100 = 88,41\%$$

De posse do grau de saturação ao final de cada carregamento, é necessário saber como seria a variação de S_r ao longo daquele carregamento no tempo de 0 a 24 horas (esse dado é necessário para o cálculo da altura da matriz saturada, h_w , conforme mostra a Equação 43). Sendo consistente com outra hipótese do método que diz que a deformação das bolhas de gás ocorre imediatamente após o carregamento, admite-se que o grau de saturação imediatamente após qualquer carregamento seja o mesmo grau de saturação do final daquele carregamento, o que é correto para amostras saturadas e parece estar muito próximo da realidade de amostras com bolhas de ar oclusas.

d) Altura da matriz saturada, h_w

Com os valores da altura dos sólidos, do índice de vazios e do grau de saturação, pode-se calcular o h_w com a Equação 43.

$$h_w = \left(1 + \frac{S_r}{100} e \right) h_s \quad (\text{Eq. 41})$$

e) Altura da fase gasosa, h_g

A altura da fase gasosa pode ser encontrada com a simples subtração da altura da amostra da altura da matriz saturada:

$$h_g = h_l - h_w \quad (\text{Eq. 42})$$

f) Índice de vazios da matriz saturada, e_w

Para determinar-se o e_w , multiplica-se os valores dos índices de vazios da amostra pelo grau de saturação conforme visto na Equação 2.

Tabela 5 – Tensão Vertical: 12 kPa

t	Leit.Ext.	h_l		S_r	h_w	h_g	
(min)	(div)	(mm)	e	%	(mm)	(mm)	e_w
0,00	2000,0	20,000	1,602	82,73	17,873	2,127	1,325
0,10	1998,6	19,986	1,600	84,84	18,121	1,865	1,357
0,25	1997,7	19,977	1,599	84,84	18,114	1,863	1,356
0,50	1996,7	19,967	1,597	84,84	18,105	1,862	1,355
1,00	1995,0	19,950	1,595	84,84	18,091	1,859	1,353
2,00	1993,2	19,932	1,593	84,84	18,076	1,856	1,351
4,00	1990,0	19,900	1,589	84,84	18,048	1,852	1,348
8,00	1986,1	19,861	1,584	84,84	18,015	1,846	1,343
15,00	1981,6	19,816	1,578	84,84	17,977	1,839	1,339
33,11	1978,2	19,782	1,573	84,84	17,949	1,834	1,335
60,00	1976,7	19,767	1,571	84,84	17,936	1,831	1,333
120,00	1975,4	19,754	1,570	84,84	17,925	1,829	1,332
240,00	1974,4	19,744	1,568	84,84	17,916	1,828	1,330
480,00	1974,0	19,740	1,568	84,84	17,913	1,827	1,330
1440,00	1973,8	19,738	1,567	84,84	17,911	1,827	1,330

A Tabela 6 mostra a variação da altura da amostra para todos os carregamentos a partir da coluna 3 de tabelas semelhantes à Tabela 5.

Tabela 6 – Tempo x Altura da Amostra

t (min)	CARREGAMENTO (kPa)						
	12	25	50	100	200	400	800
	h (mm)	h (mm)	h (mm)	h (mm)	h (mm)	h (mm)	h (mm)
0,00	20,000	19,738	19,314	18,853	18,022	16,662	15,053
0,10	19,986	19,566	19,126	18,632	17,695	16,245	14,624
0,25	19,977	19,556	19,113	18,609	17,663	16,200	14,528
0,50	19,967	19,545	19,103	18,591	17,630	16,155	14,430
1,00	19,950	19,536	19,090	18,564	17,584	16,098	14,320
2,00	19,932	19,517	19,072	18,536	17,529	16,024	14,193

t (min)	CARREGAMENTO (kPa)						
	12	25	50	100	200	400	800
	h (mm)	h (mm)	h (mm)	h (mm)	h (mm)	h (mm)	h (mm)
4,00	19,900	19,490	19,051	18,500	17,460	15,935	14,053
8,00	19,861	19,458	19,026	18,450	17,356	15,800	13,886
15,0	19,816	19,411	18,995	18,377	17,224	15,616	13,690
30,0	19,782	19,383	18,944	18,277	17,051	15,394	13,531
60,0	19,767	19,360	18,904	18,160	16,876	15,234	13,404
120,0	19,754	19,338	18,879	18,101	16,760	15,146	13,329
240,0	19,744	19,323	18,864	18,069	16,703	15,108	13,280
480,0	19,740	19,317	18,858	18,036	16,680	15,075	13,253
1440,0	19,738	19,314	18,853	18,022	16,662	15,053	13,239

A Tabela 7 mostra a variação da altura da matriz saturada da amostra para todos os carregamentos a partir da coluna 6 de tabelas semelhantes à Tabela 5.

Tabela 7 – Tempo x Altura da Matriz Saturada da Amostra

t (min)	CARREGAMENTO (kPa)						
	12	25	50	100	200	400	800
	h _w (mm)	h _w (mm)	h _w (mm)	h _w (mm)	h _w (mm)	h _w (mm)	h _w (mm)
0,00	17,873	17,911	17,624	17,296	16,641	15,516	14,155
0,10	18,121	17,839	17,530	17,170	16,417	15,202	13,820
0,25	18,114	17,831	17,519	17,150	16,389	15,163	13,735
0,50	18,105	17,821	17,511	17,134	16,360	15,123	13,648
1,00	18,091	17,813	17,499	17,111	16,320	15,073	13,551
2,00	18,076	17,797	17,484	17,087	16,272	15,008	13,439
4,00	18,048	17,774	17,466	17,055	16,212	14,930	13,315
8,00	18,015	17,747	17,444	17,012	16,121	14,812	13,167
15,0	17,977	17,707	17,418	16,949	16,006	14,650	12,994
30,0	17,949	17,683	17,374	16,862	15,855	14,455	12,853
60,0	17,936	17,663	17,339	16,761	15,702	14,315	12,741
120,0	17,925	17,644	17,318	16,710	15,601	14,237	12,675
240,0	17,916	17,631	17,305	16,682	15,552	14,204	12,632
480,0	17,913	17,626	17,300	16,653	15,531	14,175	12,608
1440,0	17,911	17,624	17,296	16,641	15,516	14,155	12,595

g) Coeficiente de variação volumétrica, m_v

Os valores de m_v são mostrados na Tabela 8 e obtidos a partir da Equação 45:

$$m_w = \frac{\Delta \varepsilon_w}{\Delta(\sigma_v - u_w)} \quad (\text{Eq. 43})$$

Para determinação de $\Delta \varepsilon_w$ utiliza-se a Equação 46 que por sua vez necessita do conhecimento dos índices de vazios iniciais e finais de cada carregamento da matriz saturada (e_{wi} e e_{wf}) que podem ser lidos na coluna 8 de tabelas semelhantes à Tabela 5.

$$\Delta \varepsilon_w = \frac{\Delta e_w}{1 + e_{wi}} 100 = \frac{e_{wi} - e_{wf}}{1 + e_{wi}} 100 \quad (\text{Eq. 44})$$

Desta forma pode-se montar a Tabela 8:

Tabela 8 – Valores de m_{vw}

$\sigma_v - u_w$	e_w		$\Delta \varepsilon_w$	m_{vw}
kPa	inicial	final	%	(m ² /kN)
12	1,325	1,330	-0,21	-1,89E-04
25	1,330	1,293	1,60	6,67E-04
50	1,293	1,250	1,86	3,80E-04
100	1,250	1,165	3,78	3,82E-04
200	1,165	1,018	6,76	3,40E-04
400	1,018	0,841	8,77	2,20E-04
800	0,841	0,638	11,02	1,38E-04

h) Coeficiente de adensamento da matriz saturada usando o critério de Sivaram & Swamee (1977)

Para o cálculo de c_{vw} utiliza-se a proposta de Sivaram & Swamee (1977):

$$c_{vw} = \frac{\pi}{4} \left(\frac{d_1 - d_2}{d_0 - d_{100}} \frac{H_d}{\sqrt{t_0} - \sqrt{t_1}} \right)^2 \quad (\text{Eq. 45})$$

$$d_0 = \frac{d_1 - d_2 \sqrt{\frac{t_1}{t_2}}}{1 - \sqrt{\frac{t_1}{t_2}}} \quad (\text{Eq. 46})$$

$$d_{100} = d_0 - \frac{d_1 - d_3}{\left\{ 1 - \left[\frac{(d_0 - d_3)(\sqrt{t_2} - \sqrt{t_1})}{(d_1 - d_2)\sqrt{t_3}} \right]^{5,6} \right\}^{0,179}} \quad (\text{Eq. 47})$$

$$H_d = \frac{H_0 + H_{100}}{4} \quad (\text{Eq. 48})$$

onde:

d_1 = altura da amostra para o tempo t_1 ;

d_2 = altura da amostra para o tempo t_2 ;

d_3 = altura da amostra para o tempo t_3 ;

t_1 = tempo de 0,25 min;

t_2 = tempo de 2,0 min;

t_3 = tempo de 120 min;

d_0 = altura da amostra no início do adensamento obtida com a Equação 51:

d_{100} = altura da amostra no 100% do adensamento obtida com a Equação 50:

H_d = maior caminho de drenagem da amostra e igual a:

Com as Equações 47, 48, 49 e 50 e com as alturas da matriz saturada correspondentes aos tempos de 0,25 min, 1,0 min e 120 min, obtidos na Tabela 7 pode-se montar a Tabela 9:

Tabela 9 – Valores de c_{vw} da matriz saturada pelo método de Sivaram & Swamee (1977)

$\sigma_v - u_w$	d_1	d_2	d_3	t_1	t_2	t_3	d_0	d_{100}	H_d	c_{vw}
kPa	mm	mm	mm	min	min	min	mm	mm	mm	m ² /s
12,0	18,114	18,076	17,925	0,25	2,0	120,0	18,13	17,92	9,01	4,2E-08
25,0	17,831	17,797	17,644	0,25	2,0	120,0	17,85	17,64	8,87	3,2E-08
50,0	17,519	17,484	17,318	0,25	2,0	120,0	17,54	17,32	8,71	3,0E-08
100,0	17,150	17,087	16,710	0,25	2,0	120,0	17,18	16,70	8,47	1,9E-08
200,0	16,389	16,272	15,601	0,25	2,0	120,0	16,45	15,59	8,01	1,9E-08
400,0	15,163	15,008	14,237	0,25	2,0	120,0	15,25	14,23	7,37	2,0E-08
800,0	13,735	13,439	12,675	0,25	2,0	120,0	13,90	12,67	6,64	4,1E-08

i) Coeficiente de permeabilidade da matriz saturada, k_{vw}

A determinação de k_{vw} é feita com a Equação 51, usando os valores de c_{vw} mostrados na Tabela 9 e os de m_{vw} na Tabela 8. Desta forma, monta-se a Tabela 10:

$$k_{vw} = c_{vw} m_{vw} \gamma_w \quad (\text{Eq. 49})$$

Tabela 10 – Valores de k_{vw}

$\sigma_v - u_w$	c_{vw}	m_{vw}	k_{vw}
(KPa)	m ² /s	(m ² /kN)	m/s
12	4,2E-08	-1,9E-04	-7,9E-11
25	3,2E-08	6,7E-04	5,7E-11
50	3,0E-08	3,8E-04	5,7E-10

$\sigma_v - u_w$	c_{vw}	m_{vw}	k_{vw}
(KPa)	m ² /s	(m ² /kN)	m/s
100	1,9E-08	3,8E-04	2,2E-10
200	1,9E-08	0,4E-04	2,4E-09
400	2,0E-08	2,2E-04	1,4E-09
800	4,1E-08	1,4E-04	2,8E-10

j) Coeficiente de pressão de gás, \bar{B}_g

Calcula-se o \bar{B}_g com a Equação 51:

$$\bar{B}_g = \frac{\Delta u_g}{\Delta \sigma_v} = \frac{u_{gf} - u_{gi}}{\sigma_{vf} - \sigma_{vi}} \quad (\text{Eq. 50})$$

Os valores de u_{gi} são admitidos como iguais à tensão total daquele carregamento e os de u_{gf} podem ser determinados com a Equação 51:

$$u_{gf} = \frac{(u_{gf} + u_{atm})H_{gi}}{H_{gf}} - u_{atm} \quad (\text{Eq. 51})$$

u_{atm} = pressão atmosférica = 101,3 kPa

$$H_{gi} = \frac{H_i e_i (1 - S_{ri})}{1 + e_i} \quad (\text{Eq. 52})$$

$$H_{gf} = \frac{H_i (1 - S_{ri}) \left(S_{ri} e_i - C_{cw} \log \frac{\sigma_{vf} - u_w}{\sigma_{vi} - u_w} \right)}{1 + e_i} \quad (\text{Eq. 53})$$

Os valores de h_i , e_{wi} , e_{wf} , S_{ri} , e S_{rf} , são transcritos de tabelas semelhantes à Tabela 5.

Tabela 11 – Cálculo de \bar{B}_g

$\sigma_i - u_w$ kPa	$\sigma_r - u_w$ kPa	h_i cm	e_{wi}	e_{wf}	S_{ri} %	S_{rf} %
1	12	2,000	1,602	1,567	82,73	84,84
12	25	1,974	1,567	1,512	84,84	85,46
25	50	1,931	1,512	1,452	85,46	86,05
50	100	1,885	1,452	1,344	86,05	86,64
100	200	1,802	1,344	1,167	86,64	87,23
200	400	1,666	1,167	0,958	87,23	87,82
400	800	1,505	0,958	0,722	87,82	88,41

$\sigma_i - u_w$ kPa	C_{cw}	H_{gi} cm	H_{gf} cm	u_{gi} kPa	u_{gf} kPa	B_g
1	0,032	0,213	0,177	11,00	33,36	2,03
12	0,173	0,183	0,167	12,00	22,87	0,84
25	0,199	0,169	0,154	25,00	37,68	0,51
50	0,359	0,156	0,135	50,00	72,81	0,46
100	0,588	0,138	0,111	100,00	148,68	0,49
200	0,696	0,115	0,086	200,00	298,99	0,49
400	0,784	0,090	0,061	400,00	635,61	0,59

h) Traçado da curva compressibilidade

A partir dos valores de $\sigma_v - u_w$ e e_{wf} obtidos na Tabela 9 pode-se traçar a curva de compressibilidade mostrada na Figura 7:

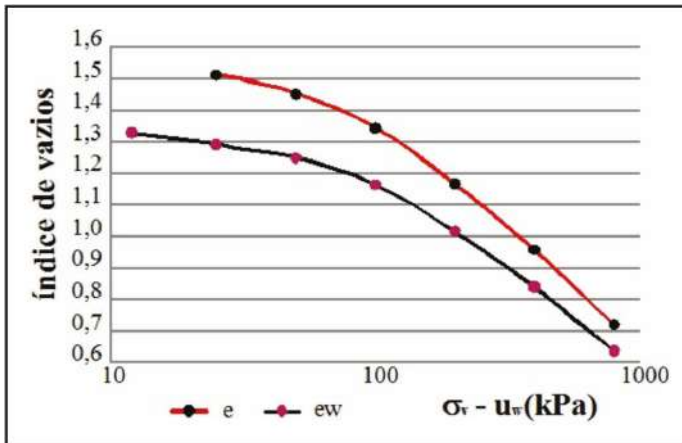


Figura 7 – Curva de Compressibilidade

k) Índice de compressão C_{cw}

Escolhem-se dois pontos no trecho reto da curva de compressibilidade. Esses pontos têm as coordenadas $((\chi\rho'_{v1} - u_w), e_{w1})$ e $((\chi\rho'_{v2} - u_w), e_{w2})$. Com esses valores aplica-se a Equação 22:

$$\Delta e_w = C_{cw} \log \frac{(\sigma_{v2} - u_w)}{(\sigma_{v2} - u_w)}$$

$$C_{cw} = - \frac{e_{w2} - e_{w1}}{\log \frac{(\sigma_{v2} - u_w)}{(\sigma_{v2} - u_w)}} = - \frac{0,841 - 1,018}{\log \frac{200}{100}} = 0,486 \quad (\text{Eq. 54})$$

4.2 Recalque no campo

Achar os recalques que ocorrerão na camada mostrada na Figura 8, sob um carregamento de 100 kPa, sabendo-se que a amostra ensaiada apresentada no problema anterior foi retirada no meio da camada argilosa. Fazer a previsão do recalque para 10 anos.

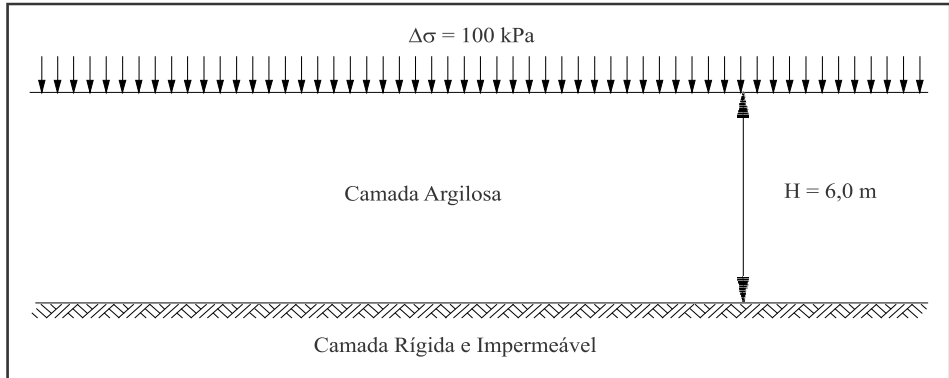


Figura 8 – Perfil da camada

A altura inicial de gás na camada é calculada com a equação 13:

$$H_{go} = \frac{H_o e_o (1 - S_o)}{1 + e_o} = \frac{6 \times 1,602 \left(1 - \frac{82,73}{100}\right)}{1 + 1,602} = 0,64 \text{ m}$$

Pode-se então achar o recalque da camada devido à compressão dos gases através da equação 23:

$$\Delta H_g = H_{go} \left(1 - \frac{u_{go} + e_{atm}}{u_{go} + u_{atm} + B_g \Delta \sigma_v}\right) = 0,64 \left(1 - \frac{45,84 + 101,3}{45,84 + 101,3 + 0,41 \cdot 100}\right) = 0,14 \text{ m}$$

Para o cálculo do recalque ao final do adensamento devido à expulsão da água dos vazios, utiliza-se a equação 24:

$$\Delta H_w = \frac{H_o C_{cw} \log \frac{\sigma_{vf}}{\sigma_{vo}}}{1 + e_o} = \frac{(6 - 0,14) 0,486 \log \frac{145,84}{45,84}}{1 + 1,602} = 0,62 \text{ m}$$

O recalque total da camada será obtido com a equação 5:

$$\Delta H_{total} = \Delta H_g + \Delta H_w = 0,14 + 0,56 = 0,70 \text{ m}$$

RECALQUE AOS 10 ANOS

No exemplo em pauta, a variação dos recalques com o tempo pode ser obtida utilizando-se as expressões 30, 31 e a Equação 55, proposta por Sivaram & Swamee (1977), que relaciona o fator tempo com as percentagens de recalques.

$$T = \frac{C_{vw} t}{H_d^2} = \frac{1,85 \cdot 10^{-8} \cdot 10 \cdot 365 \cdot 24 \cdot 60 \cdot 69}{6^2} = 0,170$$

$$U(\%) = \frac{100}{\left[\left(\frac{\pi}{4T} \right)^{2,801} + 1 \right]^{0,179}} = \frac{100}{\left[\left(\frac{\pi}{4 \cdot 0,170} \right)^{2,801} + 1 \right]^{0,179}} = 46,31\% \quad (\text{Eq. 55})$$

$$\Delta H_{10 \text{ anos}} = \Delta H_g + U \Delta H_w = 0,14 + \frac{46,31}{100} 0,56 = 0,40 \text{ m}$$

5. OUTRAS SITUAÇÕES

A aplicação mostrada foi feita para uma argila normalmente adensada. No entanto, não há nenhuma restrição a esse método ser usado em argilas pré-adensadas, uma vez que a separação feita no cálculo entre a matriz saturada e a fase gasosa, faz com que todas as situações admitidas para um solo saturado na teoria de Terzaghi, sejam também admitidas para a matriz saturada. A influência do pré-adensamento na pressão do gás – que ocorre através da estrutura da argila – é levada em conta, uma vez que, o parâmetro \bar{B}_g seria obtido de resultados de ensaios em amostras, que se supõe, representativas da camada pré-adensada. O mesmo pode-se dizer para a condição de sub-adensamento, carregamento por etapas e outras situações em que a teoria de Terzaghi possa ser aplicada.

6. CONCLUSÕES

Os métodos existentes para prever a deformação em solos não saturados são, em geral, de difícil aplicação, exigindo o uso de computadores para achar soluções numéricas para as complexas equações que, quase sempre, necessitam de parâmetros especiais não disponíveis.

Propõe-se aqui um método que tenta aliar à simplicidade de aplicação, o que se espera ser uma precisão aceitável para os problemas reais do dia a dia da engenharia de solos.

Sua principal característica é tratar o processo de adensamento que ocorre na matriz saturada separadamente da deformação imediata que ocorre nas bolhas de gás. Nesse caso, utiliza-se, para a previsão dos recalques por adensamento primário, a teoria unidimensional de Terzaghi e, para a compressão do ar nos vazios, a lei de Boyle. Isso leva a uma previsão mais correta dos recalques diferidos do que a aplicação exclusiva da teoria de Terzaghi como costuma ser feito.

REFERÊNCIAS

- BARDEN, I. (1979). Consolidation of Clays Compacted Dry and Wet of Optimum Moisture Content. *Geotechnique* 24, pp. 605-625.
- BIOT, M. A. (1941). General Theory of Three-Dimensional Consolidation. *Journal of Applied Physics*, vol. 12, pp. 155-164.
- BRACKLEY, I. J. A (1975). A Model of Unsaturated Clay Structure and its Application on Swell Behaviour. Proc. 6th Reg. Conf. for Africa on Soil Mech. and Found. Eng., vol. 1, pp. 71-79.
- BODEN D. (1989). The Drained Stress-Strain Behaviour of Gassy Soil. Report to the Committee for Research Students - University of Oxford.
- DAS, B. M. (1997). *Advanced Soils Mechanics*. 2nd Ed. Taylor and Francis, Washington DC.
- DEL DUCA, G. (2015). Programação para Ensaio de Adensamento de Solos Saturados e Não Saturados com Bolhas de Ar Oclusas. Monografia de Projeto Final em Geotecnia, Universidade de Brasília.
- MURRIETA P. (1990a). Utilização da Zeolita para Produzir Amostras com Bolhas de Ar Oclusas. 2E Trabalho de Qualificação para o D.Sc., COPPE-UFRJ.
- MURRIETA P. (1990b). Compressibilidade de Solos Não Saturados com Bolhas de Ar Oclusas. Tese de DSc, COPPE-UFRJ.
- MURRIETA P. *Geotecnia Básica*. Em editoração na Editora da UnB.
- NAGESWARAN, S. (1983). Effect of Gas Bubbles on the Seabed Behaviour. D. Phil. Thesis, University of Oxford.
- SCOTT, R. F. (1965). *Principles of Soil Mechanics*. Addison-Wesley, New York.
- SILLS G. C. & NAGESWARAN, S. (1982). The Preparation and Characteristics of Reconstituted Soil Containing Undissolved Gas Bubbles. Univ. of Oxford Dept. Eng. Sci. Report nE SMO 26/82.
- SIVARAM, B. & SWAMEE, A. (1977). A computational method for consolidation coefficient. *Soils and Foundations*, v. 17, n. 2, pp. 48-52.
- SKEMPTON, A. W. (1954). The Pore Pressure Coefficient A and B. *Geotechnique* 4, vol. 4, pp. 143-147.

TAYLOR, D. W. (1942). Research on Consolidating Clay. Dep. Eng. Civ. MIT Serial 82.

THOMAS, S. D. (1987). The Consolidation Behaviour of Gassy Soil. D. Phil. Thesis, Oxford University.

WHEELER, S. J. (1986b). The Stress-Strain Behaviour of Soils Containing Gas Bubbles. D. Phil. Thesis, Oxford University.

Capítulo 19

RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DE SOLOS NÃO SATURADOS

Tácio Mauro Pereira de Campos
Mariana Ferreira Benessiuti Motta

1. INTRODUÇÃO

Este capítulo é iniciado com uma apresentação resumida de diferentes teorias utilizadas na avaliação da resistência ao cisalhamento de solos não saturados. Mostra-se que propostas envolvendo o emprego de conceitos de tensões efetivas ou de variáveis de tensão no desenvolvimento de equações de resistência resultam, ao final, em resultados similares. Aspectos peculiares relativos à envoltória de resistência de solos não saturados são apresentados, e é discutida a validade de tal envoltória em presença de variações dos diferentes parâmetros envolvidos no caso, em particular, de solos tropicais. Finaliza-se o capítulo com a apresentação dos principais tipos de ensaios de laboratório utilizados para a determinação dos parâmetros de resistência, de formulações simplificadas e de técnicas alternativas de avaliação da resistência ao cisalhamento de solos não saturados.

2. ASPECTOS BÁSICOS

Em solos saturados, a resistência ao cisalhamento é, independentemente do critério de ruptura adotado (*e.g.* Mohr-Coulomb), expressa como função da tensão efetiva, σ' , definida por Terzaghi (1936) como:

$$\sigma' = \sigma - u_w \quad (\text{Eq. 1})$$

onde:

σ = tensão normal total;

u_w = pressão na água dos vazios do solo.

As primeiras teorias relativas ao estudo da resistência ao cisalhamento de solos não saturados também envolveram o uso de tensões efetivas.

No final dos anos 50 e início da década de 60, diversas equações foram propostas para definir tensões efetivas em solos não saturados (*e.g.* Croney *et al.*, 1958; Aitchison,

1961; Jennings, 1961). Dentre todas as equações, a mais conhecida é a de Bishop (1959), dada por:

$$\sigma' = (\sigma - u_a) - \chi(u_a - u_w) \quad (\text{Eq. 2})$$

onde:

u_a = pressão no ar dos vazios do solo;

χ = parâmetro dependente do tipo do solo e seu grau de saturação, variando entre 0 e 1.

A proposta de Bishop apresenta o inconveniente de incorporar um parâmetro, χ , que não representa uma característica fundamental do solo, sendo função de sua história prévia de umedecimento e secagem, além do grau de saturação e tipo de material (e.g. Jennings e Burland, 1962, Bishop e Blight, 1963; Fredlund e Morgenstern, 1977).

Seguindo uma filosofia diferente, em que não havia a preocupação de se procurar definir uma equação geral de tensões efetivas, Fredlund (1973) demonstrou que o estado de tensões em um solo não saturado pode ser plenamente definido pelas variáveis de tensão $(\sigma - u_a)$, $(\sigma - u_w)$ e $(u_a - u_w)$. Quaisquer duas dessas variáveis são independentes, tendo em vista, por exemplo, que $(\sigma - u_a) + (u_a - u_w) = (\sigma - u_w)$.

Para descrever o estado de tensões no solo e, conseqüentemente, ter condições de avaliar seu comportamento mecânico sob variações de tensões, pode-se utilizar qualquer par das variáveis de tensão postuladas. O par $(\sigma - u_a)$ e $(u_a - u_w)$, por coincidência empregado por Bishop em sua definição de tensões efetivas, é o mais simples de ser usado tendo em vista que:

a) Uma variação na pressão na água dos poros, u_w , afeta somente a variável $(u_a - u_w)$, que é a sucção mátrica.

b) Quando o solo se satura, a sucção se anula, ou seja, $u_a = u_w$ e $\sigma - u_a = \sigma - u_w$, recaiando-se na equação de Terzaghi de tensões efetivas.

3. EQUAÇÕES DE RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO

Com base no conceito de variáveis de tensão, Fredlund *et al.* (1978) propuseram a seguinte equação de resistência ao cisalhamento para solos não saturados:

$$\tau_f = c' + (\sigma_n - u_a)_f \text{tg}\Phi' + (u_a - u_w)_f \text{tg}\Phi^b \quad (\text{Eq. 3})$$

onde:

c' , Φ' = parâmetros efetivos de resistência do solo saturado;

$(\sigma_n - u_a)_f$ = tensão normal líquida atuante no plano de ruptura, na ruptura;

$(u_a - u_w)_f$ = sucção mátrica na ruptura;

Φ^b = parâmetro que quantifica um aumento na resistência devido a um aumento na sucção.

No espaço de tensões introduzido na prática geotécnica por Lambe e Whitman (1969), a Equação (3) toma a seguinte forma:

$$t_f = a' + (s - u_a)_f \operatorname{tg} \alpha' + (u_a - u_w)_f \operatorname{tg} \alpha^b \quad (\text{Eq. 4})$$

onde:

$$t_f = (\sigma_1 - \sigma_3)/2$$

$$s_f = (\sigma_1 + \sigma_3)/2$$

σ_1, σ_3 = tensões normais principais maior e menor, respectivamente, na ruptura;

$(u_a - u_w)_f$ = sucção mátrica na ruptura;

a', α' = parâmetros efetivos de resistência no solo saturado, sendo que:

$$a' = c' \cos \Phi' \quad (\text{Eq. 4a})$$

$$\operatorname{tg} \alpha' = \operatorname{sen} \Phi' \quad (\text{Eq. 4b})$$

α^b = parâmetro equivalente a Φ^b , sendo que:

$$\operatorname{tg} \alpha^b = \operatorname{tg} \Phi^b \cos \Phi' \quad (\text{Eq. 4c})$$

Considerando-se o espaço octaédrico de tensões, amplamente empregado em estudos envolvendo a modelagem de solos não saturados (e.g. Alonso *et al.*, 1990; Toll, 1990; Wheeler e Sivakumar, 1995) e as condições do ensaio triaxial ($\sigma_2 = \sigma_3$), a Equação (4) toma a forma:

$$q_f = m' + (p_f - u_a) \operatorname{tg} v' + (u_a - u_w)_f \operatorname{tg} v^b \quad (\text{Eq. 5})$$

onde:

σ_2 = tensão principal intermediária;

$q_f = (\sigma_1 - \sigma_3)$ = tensão desviadora na ruptura;

$$p_f = \frac{\sigma_1 + 2\sigma_s}{3}$$

m', v' = parâmetros efetivos de resistência no solo saturado, sendo que:

$$m' = \frac{6c' \cos \Phi'}{3 - \operatorname{sen} \Phi'} \quad (\text{Eq. 5a})$$

$$\operatorname{tg} v' = \frac{2 \operatorname{sen} \Phi'}{3 - \operatorname{sen} \Phi'} \quad (\text{Eq. 5b})$$

v^b = parâmetro equivalente a Φ^b , sendo que:

$$\operatorname{tg} v^b = \frac{6 \operatorname{tg}^b \cos \Phi'}{3 - \operatorname{sen} \Phi'} \quad (\text{Eq. 5c})$$

Considerando-se o critério de resistência de Mohr-Coulomb e a proposta de Bishop (1959), a seguinte equação de resistência ao cisalhamento, em termos de tensões efetivas, é derivada (Bishop *et al.*, 1960):

$$\tau_f = c' + (\sigma_n - u_a)_f \operatorname{tg}\Phi' + \chi(u_a - u_w)_f \operatorname{tg}\Phi' \quad (\text{Eq. 6})$$

Comparando-se as Equações (3) e (6) verifica-se que as proposições de Fredlund *et al.* (1978) e Bishop *et al.* (1960), apesar de serem essencialmente diferentes em suas conceituações teóricas, resultam em equações de resistência equivalentes, sendo que:

$$\operatorname{tg}\Phi^b = \chi \operatorname{tg}\Phi' \quad (\text{Eq. 7})$$

Na prática, a determinação experimental do parâmetro χ de Bishop é mais laboriosa do que a determinação do parâmetro Φ^b de Fredlund, o que reforça o emprego atual da equação (4) como base para avaliar a resistência ao cisalhamento de solos não saturados.

4. ENVOLTÓRIA DE RESISTÊNCIA

Diferentemente do caso de solos saturados, em que a envoltória de resistência é definida em um gráfico bidimensional envolvendo a variável de estado de tensão $(\sigma_n - u)_f$ e a tensão cisalhante τ_f , requer-se o uso de um espaço tridimensional para definir a envoltória de ruptura em solos não saturados. Fredlund e Rahardjo (1993) apresentam uma descrição detalhada de como se obtém tal envoltória, denominada Envoltória de Ruptura Estendida de Mohr-Coulomb.

Conforme indicado na Figura 1, o gráfico tridimensional requerido tem como ordenada a tensão cisalhante τ_f e, como abscissas, as variáveis de estado de tensão $(\sigma_n - u_a)$ e $(u_a - u_w)$. A envoltória de resistência consiste em um plano com inclinações Φ^b – eixo τ x $(u_a - u_w)$ – e Φ' – eixo τ x $(\sigma - u_a)$ –. Qualquer linha nesse plano, traçada paralela aos eixos τ x $(\sigma - u_a)$, intercepta o plano definido pela origem dos eixos τ x $(u_a - u_w)$ em uma ordenada $c = c' + (u_a - u_w) \operatorname{tg}\Phi^b$.

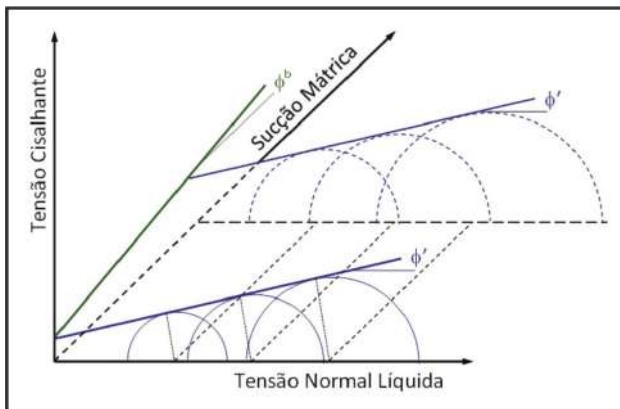


Figura 1 – Envoltória de resistência de solos não saturados (Fredlund *et al.*, 1978)

A Figura 2 mostra projeções horizontais da envoltória de resistência na origem dos planos τ x $(\sigma - u_a)$ e τ x $(u_a - u_w)$, que mostram influências individualizadas da tensão normal líquida $(\sigma - u_a)$ e da sucção mátrica $(u_a - u_w)$, na envoltória definida por Fredlund *et al.* (1978), que assumiram que Φ' e Φ^b eram constantes.

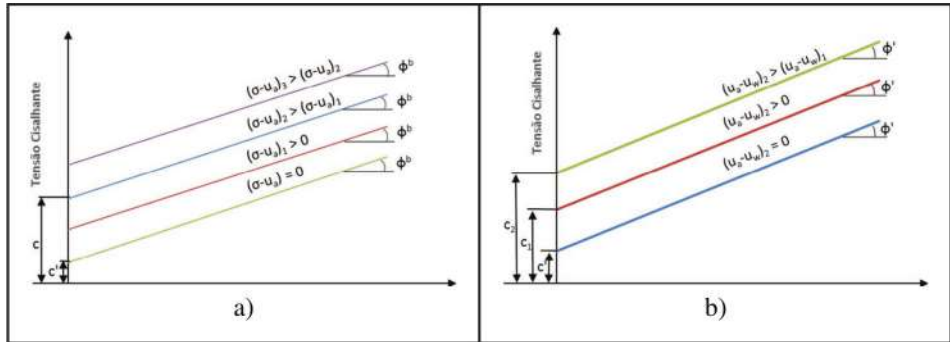


Figura 2 – Projeções da envoltória de resistência de solos não saturados nos planos: (a) τ x $(u_a - u_w)$ e (b) τ x $(\sigma - u_a)$

5. PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA

A equação que define a envoltória planar de resistência ao cisalhamento em solos não saturados pode ser escrita como:

$$\tau_f = c + (\sigma_n - u_a)_f \operatorname{tg} \Phi' \quad (\text{Eq. 8})$$

onde:

$$c = c' + (u_a - u_w)_f \operatorname{tg} \Phi^b \quad (\text{Eq. 9})$$

5.1 Parâmetros c e c'

O parâmetro c , que constitui a coesão aparente definida por Taylor (1948), é igual ao parâmetro c' quando o solo está saturado. Assumindo-se Φ^b constante, de acordo com a Equação 9, a coesão aparente aumenta linearmente com o aumento da sucção.

Fisicamente, a coesão c pode ser visualizada como sendo correspondente a uma resistência à tração do solo não saturado. A Figura 3 mostra resultados de ensaios de resistência à tração, executados em um solo residual maduro (M) e jovem (S) de um perfil de intemperismo de uma rocha de gnaiss facoidal do Rio de Janeiro (Maciel, 1991), utilizando-se o Método Brasileiro. Em particular no caso do solo maduro, verifica-se que a resistência à tração aumenta, de forma não linear, com a diminuição do teor de umidade gravimétrico (ou grau de saturação) até um dado valor de umidade, a partir do qual ela tende a se estabilizar ou diminuir. Assim, é de se esperar que a coesão c cresça com o aumento da sucção até um determinado limite, a partir do qual ela fique constante ou diminua.

Resultados similares aos mostrados na Figura 3 foram obtidos em ensaios de tração executados na PUC-Rio em outro solo saprolítico de gnaiss. O limite de sucção ou grau de saturação, a partir do qual a resistência à tração deixa de crescer, possivelmente está relacionado ao teor de umidade correspondente ao limite de contração do solo. Tal hipótese requer, entretanto, comprovação experimental. Por outro lado, é aparente que a Equação 9 tem uma validade limitada, função do nível de sucção, o que requer maiores investigações.

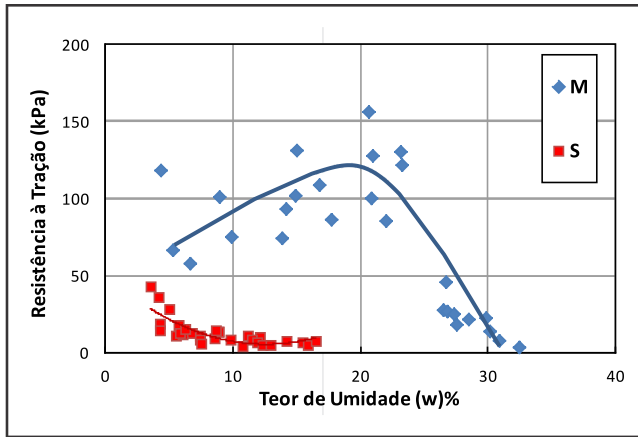


Figura 3 – Variação da resistência à tração com o teor de umidade gravimétrico em um solo residual de gnaiss facoidal (Maciel, 1991)

O parâmetro c' (coesão efetiva), conforme obtido na prática, muitas vezes não tem nenhum significado físico sendo, simplesmente, um parâmetro que define uma reta no espaço de tensões de Mohr ($\tau \times \sigma'_n$). Tal se deve ao fato de ser comum a linearização de resultados de ensaios envolvendo solos que, na realidade, apresentam envoltórias não lineares de resistência, particularmente a baixos níveis de tensão normal (e.g., tensões menores que a de pré-adensamento de um solo sobre adensado). Abstraindo-se desse fato, a coesão efetiva estaria relacionada à existência de uma resistência à tração do solo saturado, que pode ser propiciada pela ocorrência, por exemplo, de cimentação em solos sedimentares ou residuais. A curva S, na Figura 3, sugere, por exemplo, a existência de uma coesão efetiva “verdadeira”, da ordem de 2 kPa, no solo saprolítico de gnaiss facoidal.

É importante notar que, mesmo em presença de valores baixos de coesão efetiva e' ou de sucção, é possível ter-se valores de coesão aparente grandes o suficiente para, por exemplo, manter estável uma encosta não saturada sob a ação de infiltração de águas de chuvas. Um exemplo disso é indicado na Figura 4, que mostra resultados de análises de estabilidade envolvendo condições de rupturas rasas (ordem de 1 m de profundidade), planares, em solos não saturados da Serra do Mar, na região de Cubatão, em São Paulo. Observa-se, nessa figura, que, próximo à condição crítica de $F_s = 1$, variações pequenas de sucção, da ordem de 1 kPa, são suficientes para provocar uma variação da ordem de 20% no Fator de Segurança. Tal porcentagem de variação é altamente relevante quando

se considera ser comum que resultados de análises de estabilidade de encostas (taludes naturais) em solos residuais / coluvionares não saturados, aparentemente estáveis, apresentem fatores de segurança próximos ou menores que a unidade, quando se assume que estão saturados. Em outras palavras, os resultados mostrados nas Figuras 3 e 4 exemplificam a importância do valor adotado para c , por exemplo, em estudos de estabilidade de encostas não saturadas envolvendo solos tropicais.

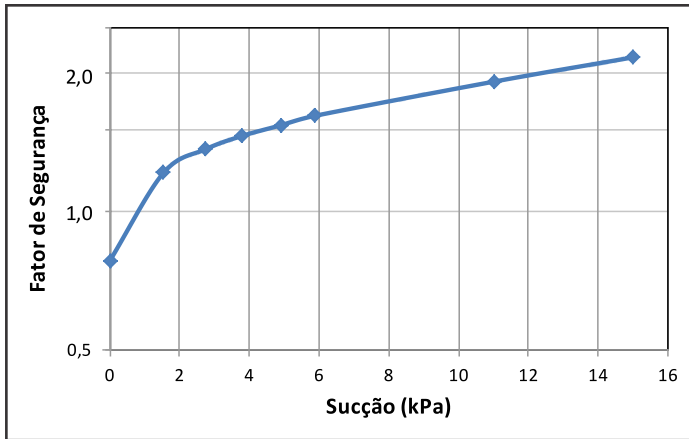


Figura 4 – Variação do fator de segurança de uma encosta não saturada com a sucção (adaptado de Ignacius *et al.*, 1991)

5.2 Parâmetro Φ'

Considerando-se faixas usuais de variação de tensões normais ou de confinamento efetivas em estudos geotécnicos, diferentemente do caso de solos sedimentares saturados, é comum se observar a ocorrência de envoltórias de resistência não lineares em solos saprolíticos ou residuais jovens saturados. Um exemplo disso é mostrado na Figura 5, que apresenta resultados de ensaios triaxiais e de cisalhamento direto, envolvendo resistências de pico e residual, executados em amostras de diferentes solos saprolíticos saturados ou submersos em laboratório. Tais envoltórias não lineares não estão relacionadas a efeitos de histórias de tensões (pré-adensamento, envelhecimento) comumente associados a solos sedimentares. Quebras de grãos ou de grumos de partículas, que podem ocorrer durante o cisalhamento em solos residuais (*e.g.* Seraphim, 1974), acentuadas pelo aumento do nível de tensões normais ou de confinamento, poderiam justificar tal comportamento.

Resultados de ensaios triaxiais com sucção controlada, reportados por Drumrigh e Nelson (1995), reproduzidos na Figura 6, sugerem que uma não linearidade, constatada no solo saturado, também persiste no solo não saturado.

A não linearidade da envoltória de resistência implica em que o parâmetro Φ' não é constante, mas varia com o nível de tensões ($\sigma_n - u_a$), no solo não saturado, ou ($\sigma_n - u$) no solo saturado. Assim, a envoltória de resistência de Mohr-Coulomb e, em decorrência, a

envoltória estendida para solos não saturados, não seriam válidas de um modo geral. Conforme será discutido adiante, tal não linearidade, entretanto, pode ser contornada para fins de aplicações práticas.

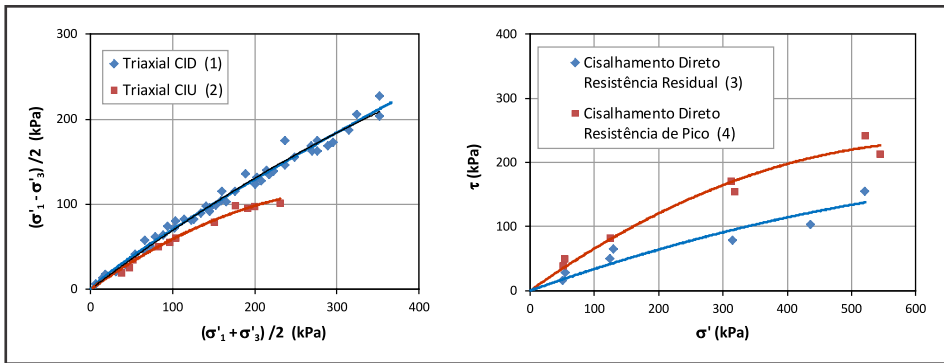


Figura 5 – Envoltórias de resistência não lineares em: (1) solo residual de granito (Sweney e Robertson, 1982); (2) solo residual de migmatito (Chamas, 1976); (3) e (4) solos residual micáceo (de Campos, 1974)

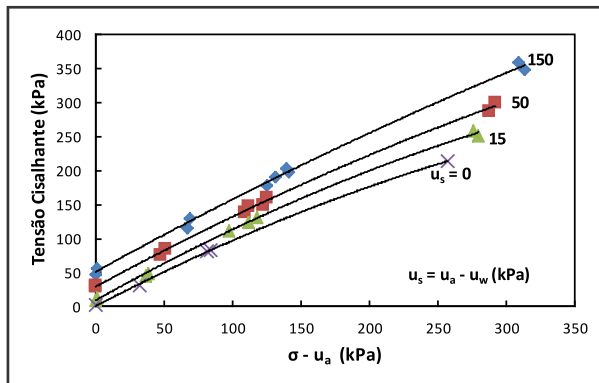


Figura 6 – Envoltórias de resistência não lineares em um rejeito siltoso compactado (modificado de Drumrigh e Nelson, 1995)

Efeitos da Sucção no Φ'

Resultados de ensaios em uma argila sedimentar, reportados por Escário e Sãez (1986, 1987), e em um solo arenoso laterítico, reportados por Rohm e Vilar (1995), indicam que o parâmetro Φ' aumenta com o nível de sucção aplicado em ensaios nos quais se manteve sucção constante e variou-se $(\sigma - u_a)$, como mostra a Figura 7. Os dados referentes ao rejeito siltoso mostrados na Figura 6, bem como resultados de ensaios executados em um cascalho laterítico, publicado por Toll (1990), também indicam tal tipo de variação.

É amplamente conhecido que o ângulo de atrito efetivo, Φ' , fisicamente, representa efeitos de atrito (por deslizamento e/ou rolamento), de rearranjo de partículas, de quebra

de grãos e de dilatância, a qual é associada ao grau de embricamento entre os grãos ou grumos de partículas de um solo (e.g. Rowe, 1962; Mitchell, 1993). Existem evidências experimentais de que o atrito decorrente de deslizamento ou rolamento de grãos pode aumentar quando o solo é ensaiado em um estado seco em vez de saturado (e.g. Horn e Deere, 1962; Skinner, 1969; Shidharan *et al.*, 1983). Além disso, um aumento de Φ' com o aumento do nível de sucção poderia decorrer de variações na estrutura do solo impostas pela sucção, que tenderiam a aumentar o grau de embricamento dos grãos, independentemente da ação da tensão normal líquida aplicada. Tal aspecto refletir-se-ia em uma maior tendência de dilatância (ou menor tendência de contração) de um material não saturado cisalhado, em um dado nível de $(\sigma - u_a)$, sob níveis crescentes de sucção constante.

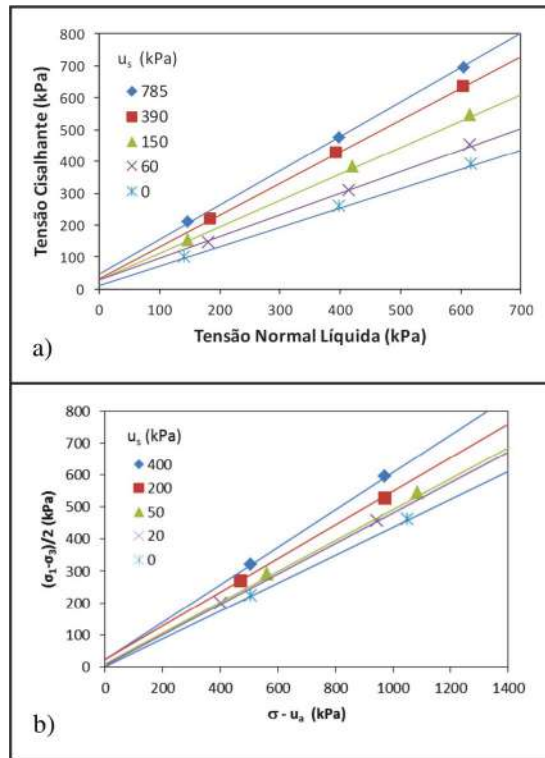


Figura 7 – Variação de Φ' com a sucção: (a) plotado a partir de dados de Escário e Sãez (1997); (b) adaptado de Rohm e Vilar (1995)

Considerando essas observações, é de se esperar uma variação de Φ' com o nível de sucção ou grau de saturação do solo. Informações experimentais contendo dados sobre características de variação volumétrica de amostras rompidas sob condições controladas de sucção são, entretanto, requeridas para que se tenha uma melhor compreensão do fenômeno. Tais informações são praticamente inexistentes na literatura corrente, em particular no caso de solos tropicais.

5.3 Parâmetro Φ^b

O parâmetro Φ^b constitui um ângulo que indica a razão de aumento da resistência do solo não saturado em relação à sucção (Fredlund e Rahardjo, 1993).

Conforme já mencionado, Fredlund *et al.* (1978) consideraram que Φ^b era constante. Diversos autores, ensaiando diferentes tipos de materiais compactados e naturais mostraram, entretanto, que Φ^b não é sempre constante, mas varia com o nível de sucção (*e.g.* Escário e Sãez, 1986; Fredlund *et al.*, 1987; Abramento e Carvalho, 1989; Fonseca *et al.*, 1994; de Campos e Carrillo, 1995; Rohm e Vilar, 1995).

A Figura 8 mostra variações do ângulo Φ^b com a sucção, observadas em diferentes solos brasileiros. Nessa figura, os ângulos Φ^b estão normalizados pelos valores de Φ' correspondentes a cada material.

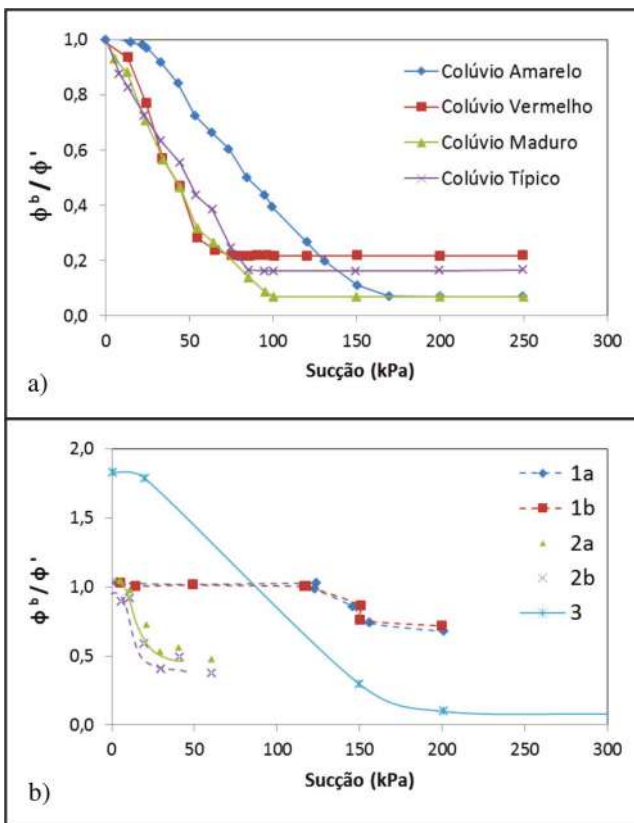


Figura 8 – Variação de Φ^b com o nível de sucção em solos brasileiros:
 (a) Solos originários de biotita-gnaiss (de Campos e Carrillo, 1995).
 (b) curva 1a - colúvio; curva 1b - solo residual de migmatito (Abramento e Carvalho, 1989); curvas 2a e 2b - solos saprolíticos de gnaiss kinzigítico (Fonseca, 1991), curva 3 - solo laterítico (Rohm e Vilar, 1995)

Conforme se pode observar, no início das curvas, a razão Φ^b/Φ' permanece relativamente constante até um determinado nível de sucção, a partir do qual ocorre um decréscimo acentuado nela, de forma não linear. Ao se atingir um segundo nível, maior, de sucção, Φ^b/Φ' passa a variar pouco ou torna-se novamente constante, dentro dos níveis máximos de sucção considerados.

Em um solo saturado, mesmo se pressões negativas atuam na água de seus poros (p.ex. pressões capilares), a definição de tensões efetivas de Terzaghi é considerada como válida. Por outro lado, em presença de pressões de água negativas em um solo não saturado, é de se esperar que seja válida a Equação 3. Igualando-se a equação de resistência de solos saturados a esta equação, tem-se que:

$$c' + (\sigma - u_a)tg\Phi' + (u_a - u_w)tg\Phi^b = c' + (\sigma - u_w)tg\Phi' \quad (\text{Eq. 10})$$

Simplificando-se a igualdade acima, assumindo-se a pressão no ar igual à zero (igual à pressão atmosférica), verifica-se ser de se esperar que $\Phi^b = \Phi'$ sempre que o solo esteja saturado, ou seja, mesmo em presença de pressões de água negativas que, no caso, estariam relacionadas ao fenômeno de capilaridade. Além disso, conforme será discutido adiante, é de se esperar que Φ^b tenda a ser menor que Φ' à medida que a sucção aumente. Dessa forma, justifica-se a ocorrência do valor unitário de Φ^b/Φ' para sucções baixas não nulas, mostrado na Figura 8a. Na Figura 8b, entretanto, observa-se a ocorrência de valores de Φ^b/Φ' maiores que a unidade a baixos níveis de sucção, em desacordo com o antecipado. Nenhuma explicação, fisicamente aceitável, foi encontrada para justificar tal tipo de resultado experimental, que deve, portanto, ser considerado com reservas.

Considerando tal tipo de observação, Fredlund (2006) e Fredlund *et al.* (2012) apresentam uma modificação da Equação de Resistência ao Cisalhamento Estendida (Equação 3), introduzindo um novo termo f_1 , conforme a Equação 11.

$$\tau = c' + (\sigma_n - u_a)tg\Phi' + (u_a - u_w)f_1 \quad (\text{Eq. 11})$$

onde:

f_1 = função dependente das propriedades do solo, que define a relação entre resistência ao cisalhamento e sucção. A sua derivada, $df_1/d(u_a - u_w)$, representa a taxa de variação da resistência ao cisalhamento em relação à sucção.

Dessa forma, esses autores reconhecem que a envoltória de resistência de solos não saturados pode ser linear ou curva. Para uma faixa de sucção elevada, sugerem que o formato da envoltória de resistência tende a ser curvo, ou seja, que ambos os parâmetros Φ' e Φ^b podem não ser constantes.

Transição do Solo Saturado para a Condição Não Saturada

A transição da condição de solo saturado para a de solo não saturado ocorre quando o valor de sucção se iguala à pressão de borbulhamento ou pressão de entrada de ar do solo (e.g., Brooks e Corey, 1964). Em outras palavras, tal transição ocorre quando a pressão do ar é elevada o suficiente para quebrar o menisco que separa as fases ar e água no contorno do solo e, conseqüentemente, comece a penetrar nele até que sejam formados os primeiros canais contínuos de ar no solo. Alguns autores (e.g. Drumright e Nelson, 1995),

sugerem que essa transição ocorreria para um valor de sucção equivalente à máxima altura capilar suportada pelo solo.

É importante lembrar que, antes de se atingir a pressão de borbulhamento, ar pode ocorrer no solo sob forma de bolhas. Nessa condição, denominada, aqui, de condição parcialmente não saturada ou de ar ocluso, admite-se que, do ponto de vista de resistência ao cisalhamento, o solo se comporta como se fosse plenamente saturado.

Conforme enfatizado por Fredlund e Morgenstern (1977), o menisco formado pela interface ar-água tem um papel destacado no que se refere ao entendimento do comportamento de solos não saturados.

No que diz respeito à resistência ao cisalhamento, esse menisco pode ser considerado como se fosse uma membrana unindo grãos ou grumos de partículas, contribuindo para um aumento da resistência do solo, refletida no parâmetro Φ^b . Assim, considerando-se um plano hipotético cortando-se uma amostra de um solo não saturado, quanto maior a área relativa de influência da interface ar-água, maior deve ser a influência da sucção na resistência do solo.

Conforme exemplificado na Figura 9, à medida que o solo seca, o grau de saturação ou o teor de umidade do mesmo diminui e menor torna-se a área relativa de influência do menisco. Desse modo, é de se esperar que a influência da sucção na resistência ao cisalhamento diminua à medida que o teor de umidade do solo diminui (ou a sucção aumenta). Isso justifica a diminuição da razão Φ^b/Φ' mostrada na Figura 8.

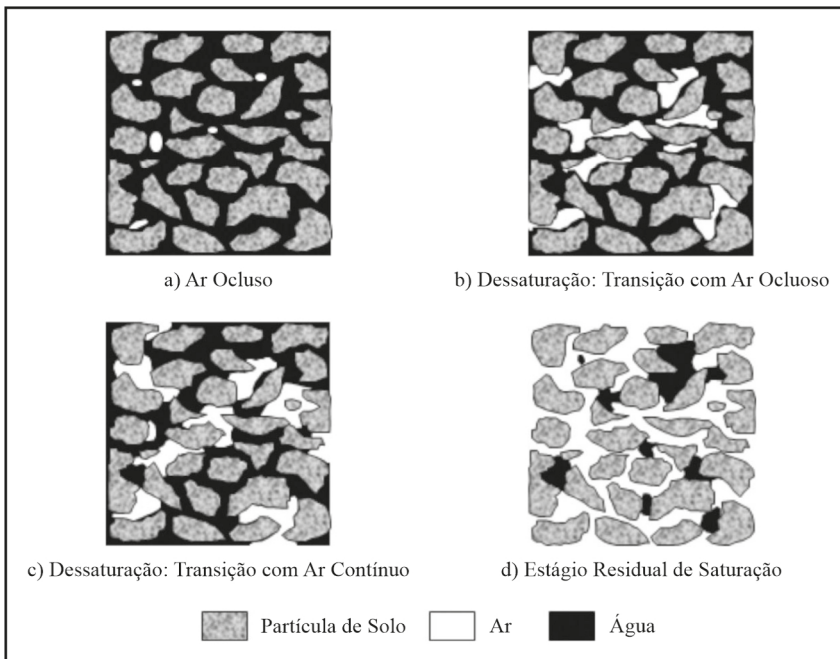


Figura 9 – Variação da área relativa de influência da interface ar-água à medida que o solo seca (adaptado de Vanapalli *et al.*, 1996)

Levando-se em conta a similaridade do formato de curvas mostrando a variação de Φ^b com o nível de sucção, com o formato de curvas características de sucção, ou seja, curvas que relacionam a umidade do solo à sucção atuante nele (Figura 10a), Fredlund *et al.* (1995) propõem que o parâmetro Φ^b torna-se novamente relativamente constante para níveis de sucção maiores que os correspondentes ao grau de saturação residual do solo, S_r . Esse grau de saturação é definido como sendo aquele a partir do qual um aumento na sucção mátrica não produz uma variação significativa na umidade ou saturação do solo (*e.g.* Brooks e Cronney, 1964).

Um resumo esquemático do relacionamento entre Φ^b , sucção e umidade (ou saturação) do solo, representativo do presente estado de conhecimento da influência da sucção na resistência ao cisalhamento de solos não saturados, é mostrado na Figura 10. Formas empíricas de se avaliar a pressão de borbulhamento (ou de entrada de ar) e o grau de saturação residual do solo encontram-se indicadas nessa figura.

O exposto acima deixa claro que, diferentemente do inicialmente suposto, é de se esperar, de um modo geral, que o parâmetro Φ^b seja menor que Φ' e varie, de forma não linear, com a sucção.

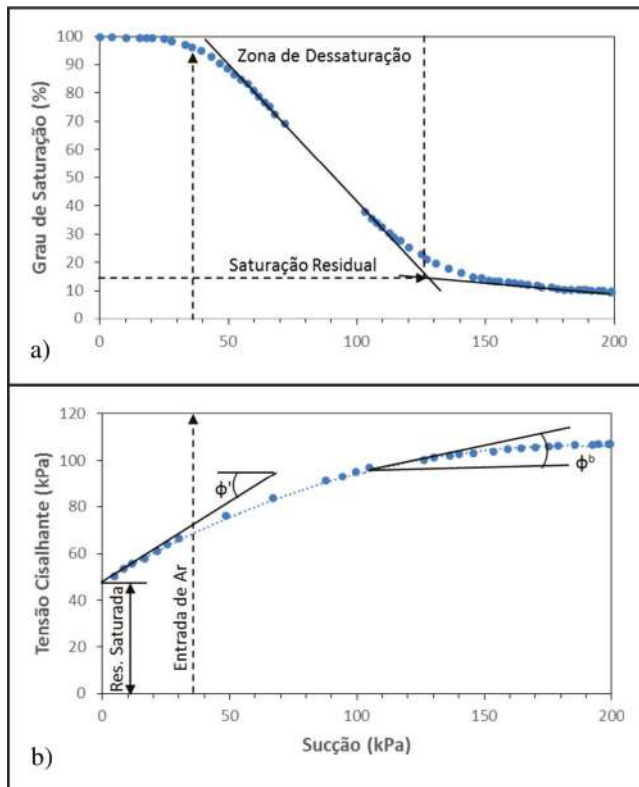


Figura 10 – Relação entre: (a) curva característica de sucção e (b) variação de Φ^b com a sucção (*e.g.* Fredlund *et al.*, 1995)

5.4 Implicações Práticas das variações de Φ' e Φ^b

As variações dos parâmetros Φ' e Φ^b discutidas implicam que uma envoltória geral de resistência de solos não saturados deve ser representada por uma superfície curva. Um possível formato de tal superfície é esquematizado na Figura 11.

São escassos dados experimentais de qualidade que possibilitem uma plena definição dessa superfície, em particular, em casos de solos tropicais indeformados.

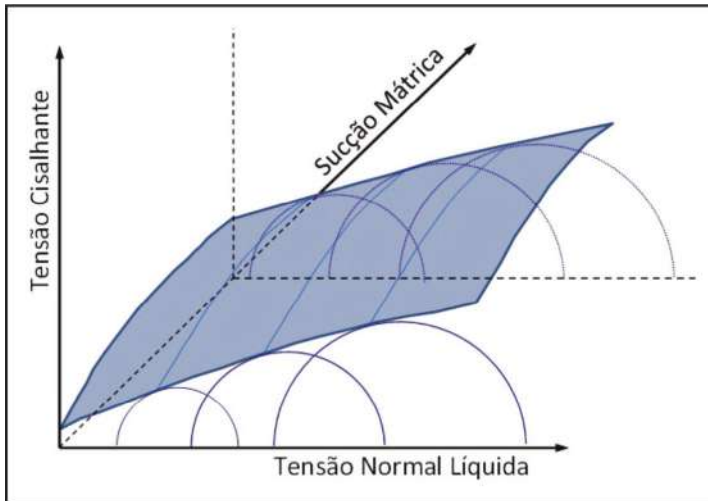
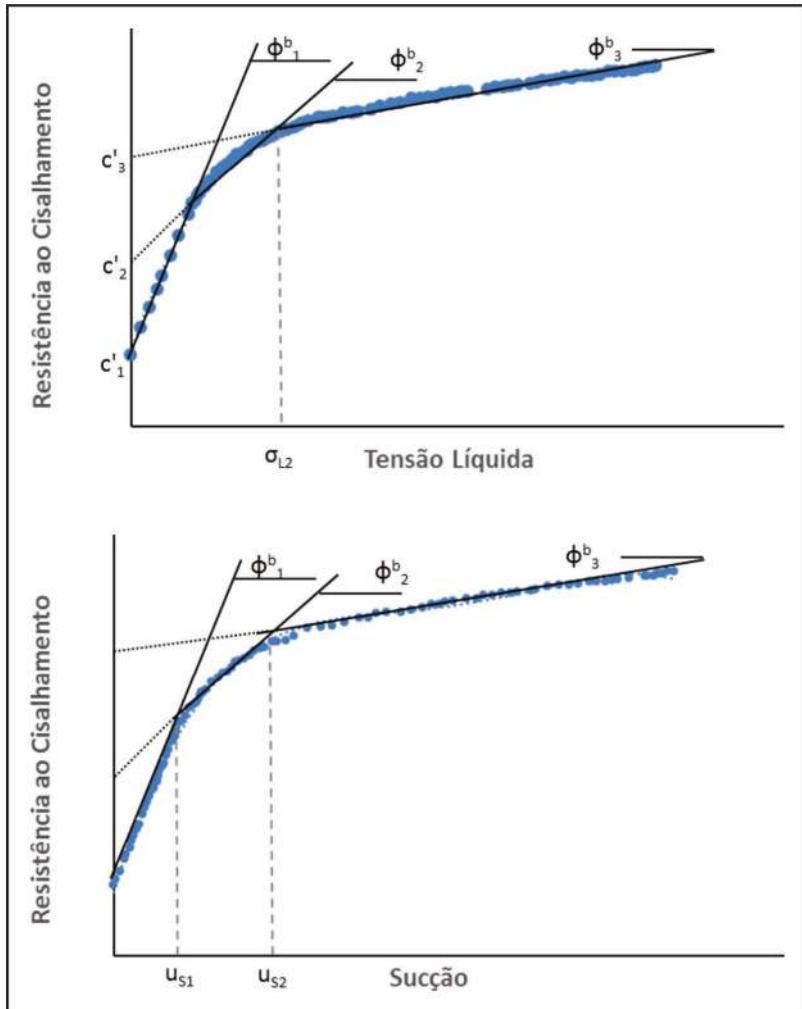


Figura 11 – Provável forma da envoltória de resistência em um solo não saturado

O fato de solos tropicais possivelmente apresentarem uma superfície de resistência curva não impede que os conceitos básicos de resistência ao cisalhamento de solos não saturados (e.g. Fredlund e Rahardjo, 1993) possam ser aplicados na prática geotécnica. Por exemplo, no caso de problemas de estabilidade de taludes, é perfeitamente possível e razoável trabalhar-se com envoltórias de resistência multilíneas nos eixos τ x $(\sigma - u_a)$ e τ x $(u_a - u_w)$. Conforme exemplificado na Figura 12, isso só requereria a introdução, em programas de análise convencionais de estabilidade (e.g. equilíbrio limite), de limites de validade de variações lineares do parâmetro Φ' e Φ^b em relação a valores de $(\sigma - u_a)$ e $(u_a - u_w)$ pré-definidos. Naturalmente, ao se ter valores variáveis de Φ' e/ou Φ^b , variações nos parâmetros c' ou c devem também ser consideradas.

A Tabela 1 mostra valores de parâmetros de resistência obtidos para diferentes solos brasileiros, assumindo-se envoltórias lineares para as faixas de variação de sucção indicadas e para baixos valores de tensões líquidas, compatíveis com o que seria de se esperar em, por exemplo, estudos de instabilidade de encostas em solos não saturados. É interessante notar, nessa Tabela, a grande faixa de variação do parâmetro Φ^b que, aparentemente, independe das características de distribuição granulométrica e de plasticidade dos diferentes solos tropicais considerados.



$$p/ \sigma_L \leq \sigma_{L1} \Rightarrow c' = c_1'; \Phi' = \Phi_1'$$

$$p/ \sigma_{L1} \leq \sigma_L \leq \sigma_{L2} \Rightarrow c' = c_2'; \Phi' = \Phi_2'$$

$$p/ \sigma_L \geq \sigma_{L1} \Rightarrow c' = c_3; \Phi' = \Phi_3'$$

$$p/ u_s \leq u_{s1} \Rightarrow \Phi^b = \Phi_1^b$$

$$p/ u_{s1} \leq u_s \leq u_{s2} \Rightarrow \Phi^b = \Phi_2^b$$

$$p/ u_s \geq u_{s2} \Rightarrow \Phi^b = \Phi_3^b$$

Figura 12 – Linearização da envoltória de ruptura em solos não saturados

Tabela 1 – Parâmetros de resistência de solos naturais brasileiros, não saturados, assumindo uma envoltória de resistência linear na faixa de variação de sucção indicada para cada material

Material	ei	Si (%)	c' (kPa)	Φ' (grau)	Φ_b (grau)	Tipo de Ensaio	$\sigma - u_a$ (kPa)	ua – uw (kPa)	Fonte
Residual de migmatito arenoso (IP = 14%)	-	-	0	40	11.5	TCSC-EM	10	10 a 60	Abramento e Carvalho (1989)
Colúvio arenoso	-	-	0	38	14.4				
Residual de gnaisses kinzigítico – areia siltosa (NP)	0.91	28	29.8	28.8	28.0				
Residual de gnaisses kinzigítico – areia siltosa (IP = 10%)	0.76	66	12.4	30.6	29.3	CDSC-EM	68	50 a 200	Fonseca (1991)
Colúvio amarelo, arenoso argiloso (IP = 23%)	1.18	56	0	26.4	6.7				
Colúvio vermelho, arenoso argiloso (IP = 17%)	1.05	70	11.1	26.8	5.5				
Residual de biotita gnaisses, areia argilo-siltosa (IP = 18%)	0.98	52	8.6	30.4	6.8	CDSC-EU	58	25 a 220	Carrilo (1993)
Residual de biotita gnaisses, areia silto – argilosa (NP)	1.13	58	13.7	28.7	4.6				

Material	ei	Si (%)	c' (kPa)	Φ' (grau)	Φ_b (grau)	Tipo de Ensaio	$\sigma - u_a$ (kPa)	$u_a - u_w$ (kPa)	Fonte
Residual de granulito, argila silto-arenosa (IP = 35%)	1.55	56	33.3	28.4	10.3				
Residual de granulito, areia silto-argilosa (IP = 24%)	1.88	52	21.8	31.9	6.9	CDSC-EM	60	40 a 140	Fonseca <i>et al.</i> (1994); Campos (1997)
Residual de granulito, areia argilo-siltosa (IP = 12%)	1.16	61	21.8	31.9	7.3				
Solo laterítico, arenoso (IP = 14%)	1.0	50	25.3	27.9	18.4	TCSC-EM	50		Rohm e Vilar (1995)

e_s, S_i índice de vazios e grau de saturação médios dos corpos de prova antes dos ensaios

CDSC ensaio de cisalhamento direto com controle de sucção

TCSC ensaio triaxial de compressão com controle de sucção

EU estágio único de aplicação de tensão normal ou confinante

EM estágio múltiplo de aplicação de tensão normal ou confinante

6. DETERMINAÇÃO DA RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO EM LABORATÓRIO

Da mesma forma que no caso de solos saturados, os parâmetros de resistência de solos não saturados podem ser obtidos por meio de dois tipos usuais de ensaios de laboratório: ensaios triaxiais e de cisalhamento direto. Por envolver uma série de modificações nos equipamentos convencionais e um tempo maior de ensaio, Blight (2013) enfatiza que a execução de tais ensaios ainda é rara na prática da mecânica dos solos não saturados.

A primeira modificação é associada ao controle da sucção do solo, em que se faz necessário controlar a pressão de ar e a pressão de água de formas independentes. Como a pressão de água no solo não saturado é negativa, problemas de cavitação podem ocorrer no sistema de medição da pressão de água (valores de sucção mátrica acima de cerca de 90 kPa). Assim, é usual o emprego da técnica de translação de eixos nesses equipamentos.

A translação de eixos (Hilf, 1956) é uma técnica na qual se altera a origem (ou referência) da pressão de água da condição atmosférica para outra situação, em que a pressão “atmosférica” é aumentada (*e.g.* Marinho, 1997). Esse aumento artificial na pressão atmosférica faz com que as pressões de ar e de água sejam transladadas para valores de pressões positivos, mantendo a sucção mátrica constante.

Para a utilização de tal técnica, faz-se necessário o emprego de uma pedra porosa de alto valor de entrada de ar, que separa as fases ar e água no sistema de medição de pressão de água. O valor de entrada de ar característico da pedra representa o maior valor de sucção mátrica a ser imposto no ensaio. Excedendo esse valor, há fluxo de ar pela pedra porosa, desfazendo a separação de fases na medição de pressão de água.

Outra modificação a ser realizada nos equipamentos está relacionada à medição de variação de volume total na amostra de solo não saturado, variação esta devida à variação de volume de ar e/ou água na amostra. Sendo assim, faz-se necessário o uso de um segundo sistema de variação de volume independente da medida de variação de volume de água, já realizada nos ensaios convencionais. Fredlund *et al.* (2012) relacionam os principais instrumentos desenvolvidos para esse fim, citando suas vantagens e limitações. Os autores relatam que medidas de variação de volume total, pela verificação do fluxo do fluido da câmara triaxial, têm obtido um sucesso limitado. Isso se deve ao fato de que essas medidas são suscetíveis a variações de temperatura ambiente e a erros relacionados a vazamentos e difusão do ar.

Devido ao maior número de variáveis e fatores que influenciam um ensaio não saturado, alguns cuidados devem ser tomados de forma a se obter resultados confiáveis. Dentre esses cuidados, vale ressaltar a pré-saturação da pedra porosa de alta entrada de ar e a aplicação da pressão confinante e da pressão de ar antes da pressão de água (visando garantir a integralidade da pedra porosa de alta entrada de ar, colada na base dos equipamentos).

Nos itens seguintes, apresenta-se uma breve descrição dos dois tipos de ensaios, sendo que mais detalhes sobre modificações nos equipamentos, metodologias de ensaios e interpretação de resultados podem ser encontrados em Blight (2013) e Fredlund *et al.* (2012).

6.1 Ensaios triaxiais

A Figura 13 mostra um esquema de uma célula triaxial modificada para a execução de ensaios triaxiais com sucção controlada. Tais ensaios envolvem, tipicamente, três etapas: aplicação da sucção, consolidação e cisalhamento.

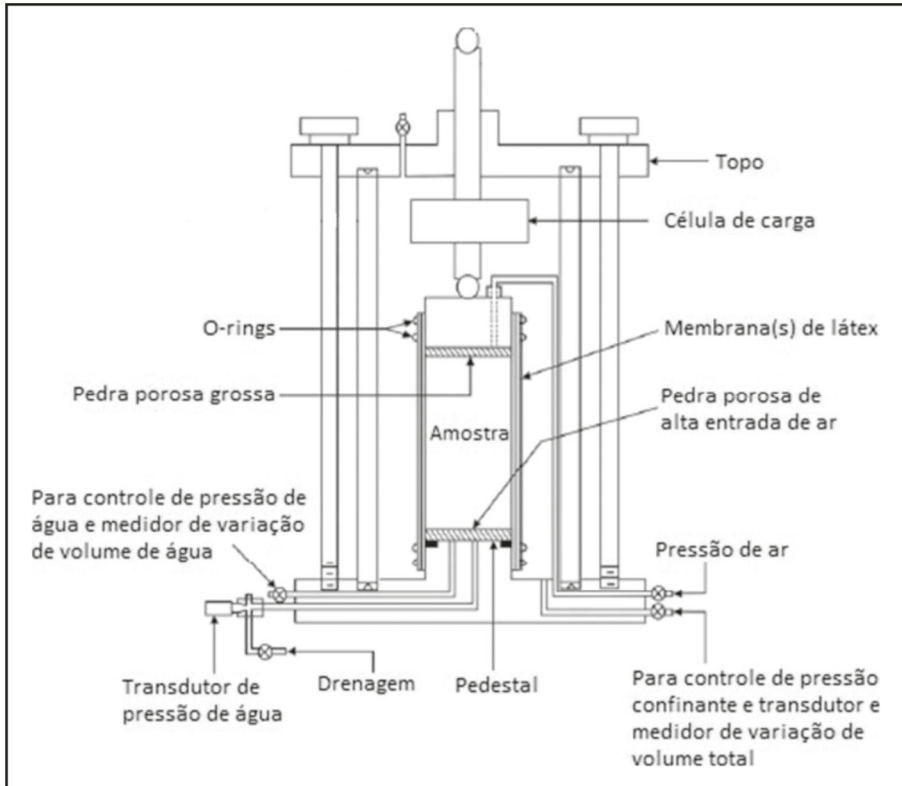


Figura 13 – Esquema de um equipamento triaxial para ensaio em solos não saturados (adaptado de Blight, 2013)

A primeira etapa compreende a equalização da sucção inicial das amostras. Essa fase pode ser realizada previamente ao ensaio (fora do equipamento) ou após montagem da amostra no equipamento, antes da consolidação. Quando realizada dentro do equipamento triaxial, a técnica de translação de eixos é empregada com a amostra sendo submetida a uma pressão de ar no topo e uma pressão de água na base. A drenagem de água é conectada a um medidor de variação de volume, sendo que se considera a sucção equalizada após a cessão de fluxo de água.

Na fase de consolidação, a tensão líquida desejada é aplicada mantendo-se, tipicamente, a pressão de ar constante e aumentando-se a tensão confinante. Em alguns casos, as fases de aplicação de sucção e de adensamento são realizadas simultaneamente.

Como em solos não saturados há duas fases drenantes, é possível realizar diferentes tipos de ensaios, variando a drenagem do ar e/ou da água na fase de cisalhamento. Blight (2013) cita que o ensaio mais utilizado na prática é o tipo CW (*constant water content tests*) ou de teor de umidade constante, em que, na fase de cisalhamento, a pressão de ar é mantida constante e a drenagem de água é impedida. Nesse caso, a pressão de água é medida na base da célula triaxial. No caso de ensaios não drenados, quando tanto a drenagem de água quanto de ar são impedidas, a sucção pode variar durante o cisalhamento, podendo ser medida a partir do emprego de tensiômetros de alta capacidade (e.g. Ridley e Burland, 1993; Oliveira, 2004). Os ensaios drenados permitem a drenagem dos fluidos (ar e/ou água). Nesse caso, variações de volume total da amostra, associadas ao fluxo dos fluidos, devem ser medidas. É importante notar, aqui, que, no caso de cisalhamento com velocidade de deslocamento constante, é fundamental a aplicação de velocidades adequadas de forma a garantir tanto a manutenção de uma sucção constante, no caso de ensaios drenados ao ar e à água, quanto de equalização adequada da pressão de água, no caso dos ensaios nos quais a drenagem de água é impedida, e essa pressão é medida na base da célula triaxial.

A Tabela 2 apresenta um resumo das principais características das diferentes metodologias aplicadas em ensaios triaxiais em solos não saturados.

Tabela 2 – Diferentes tipos de ensaios triaxiais não saturados
(adaptado de Fredlund *et al.*, 2012)

Ensaio	Adensamento	Cisalhamento				
		Drenagem		Pressão de ar, u_a	Pressão de água, u_w	Variação de volume, ΔV
		Ar	Água			
Consolidado drenado (CD)	Sim	Sim	Sim	C	C	M
Teor de umidade constante (CW)	Sim	Sim	Não	C	M	M
Consolidado não drenado (CU)	Sim	Não	Não	M	M	
Não drenado (UU)	Não	Não	Não			
Compressão Simples	Não	Não	Não			

C = Controlado; M = Medido.

6.2 Cisalhamento Direto

O segundo tipo de equipamento utilizado para a determinação da resistência ao cisalhamento de solos não saturados é o cisalhamento direto com sucção controlada. Da mesma forma que nos ensaios triaxiais, faz-se uso da técnica de translação de eixos para a imposição da sucção no solo. Uma das principais vantagens desse ensaio é o menor tempo de equalização da sucção inicial devido à menor altura de drenagem das amostras.

O equipamento é uma modificação do convencional, sendo composto por uma câmara de pressão de ar, uma caixa de cisalhamento bipartida no interior dela, um disco de alto valor de entrada de ar instalado na base da caixa, um sistema de aplicação de pressões, um sistema de extração de bolhas de ar, um sistema de aplicação de carregamento vertical e um sistema de medição e aquisição de dados (Figura 14).

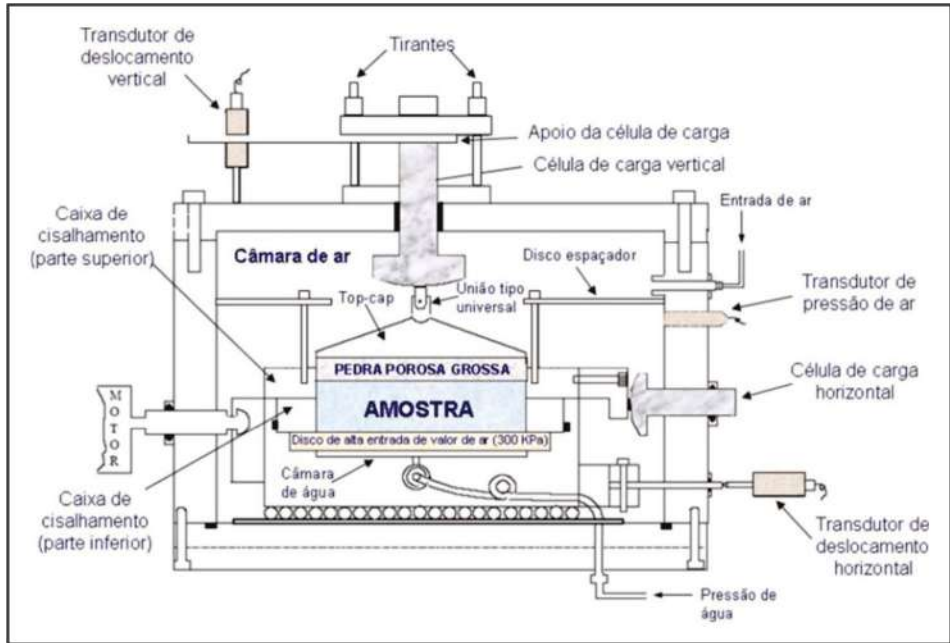


Figura 14 – Esquema do cisalhamento direto com sucção controlada, projetado e desenvolvido na PUC-Rio

O procedimento de ensaio, após a equalização da sucção, é similar ao convencional, em que as amostras são adensadas e o cisalhamento é do tipo drenado.

A fase de adensamento é realizada através da aplicação da tensão normal vertical e das pressões de ar e água na amostra. Assume-se que essa etapa é finalizada quando variações do deslocamento vertical da amostra e do volume de água drenada são desprezíveis.

O cisalhamento é realizado a partir da imposição de uma velocidade de deslocamento constante, acionando-se o motor elétrico do equipamento. A carga vertical e a força cisalhante horizontal são determinadas a partir de células de carga; medidas de deslocamento vertical e horizontal são feitas utilizando transdutores de deslocamento, e a variação de volume da água é medida por meio de um transdutor de variação de volume.

Da mesma forma que no caso dos ensaios triaxiais, é fundamental que os ensaios de cisalhamento direto (drenados) sejam executados a uma velocidade de deslocamento que garanta que a sucção aplicada se mantenha constante.

7. FORMULAÇÕES ALTERNATIVAS E AVALIAÇÕES INDIRETAS DA RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO

A avaliação dos parâmetros de resistência em solos não saturados requer disponibilidade de equipamentos e instrumentação não corriqueiros e o uso de técnicas especiais de ensaios em laboratório (*e.g.*, de Campos *et al.*, 1991; de Campos e Vargas Jr., 1991; de Campos *et al.*, 1992; Carrillo *et al.*, 1994; de Campos e Carrillo, 1995; de Campos, 1988).

Mesmo que tais facilidades sejam disponíveis, o tempo de execução de um dado programa experimental pode ser proibitivo na prática. Nessas condições, o uso de equações simplificadas, que possibilitem uma avaliação da resistência de solos não saturados, ou o emprego de resultados de ensaios mais simples, para uma avaliação indireta dessa resistência, constituem alternativas a serem consideradas em fases de projeto preliminar ou de ante-projeto de obras geotécnicas.

7.1 Formulações Empíricas e Semiempíricas

Oberg e Sallfors (1995) sugerem o uso da seguinte equação para determinar a resistência drenada de um solo não saturado:

$$\tau_r = c' + (\sigma_n - S_w u_w) \tan \Phi' \quad (\text{Eq. 12})$$

onde S_w = grau de saturação do solo relativo à água.

Considerações envolvendo o uso do conceito de tensões efetivas de Bishop (1959), com u_a igual à pressão atmosférica, e a área ocupada pela água nos poros de um solo não saturado levaram à proposição da Equação 12. De acordo com os autores, tal equação seria aplicável a solos não argilosos, com graus de saturação maiores que cerca de 50%. Comparações com resultados experimentais disponíveis na literatura, envolvendo solos siltosos e argilosos, mostraram uma capacidade de previsão bastante razoável da influência da sucção na resistência drenada dos diferentes solos considerados por esses autores.

No relato do estado da arte sobre técnicas experimentais, apresentado por Jucá e Frydman (1996), na 1ª Conferência Internacional sobre Solos Não Saturados, é sugerido o uso de uma função empírica Y para representar o acréscimo de resistência observado em solos não saturados devido à sucção. Tal função foi proposta considerando-se que a sucção está relacionada não somente ao grau de saturação do solo, S , mas também ao seu índice de vazios, e , conforme indicado na Equação 13:

$$Y = \frac{\sqrt{(1-S)}}{S^2 \times e} \quad (\text{Eq. 13})$$

Considerando-se os exemplos mostrados nesse relato e o espaço de tensões de Lambe e Whitman (1969), a seguinte equação de resistência do cisalhamento resultaria do uso da função Y :

$$\frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{2} = a' + \frac{(\sigma_1 + \sigma_3)}{2} \times (1 + Y) \tan \Phi' \quad (\text{Eq. 14})$$

As comparações apresentadas por Jucá e Frydman (1996) sugerem que a Equação 14 tem, também, um razoável potencial de aplicação prática.

Lytton (1996), baseado em conceitos oriundos da termodinâmica (Lamborn, 1986), sugere o uso da umidade volumétrica, Θ , para a obtenção de um limite inferior da resistência do solo não saturado, dada por:

$$\tau_r = c' + [(\sigma_n - u_a) + \theta(u_a - u_w)]t\text{g}\Phi' \quad (\text{Eq. 15})$$

De uma forma similar, a partir de considerações envolvendo o uso da curva característica solo-água, discutidas no item subsequente, Vanapalli *et al.* (1996) propõem o uso da seguinte expressão simplificada:

$$\tau = c' + (\sigma_n - u_a)t\text{g}\Phi' + (u_a - u_w)\Theta_r t\text{g}\Phi' \quad (\text{Eq. 16})$$

onde:

$$\Theta_r = \frac{(\theta - \theta_r)}{(\theta_s - \theta_r)} \quad (\text{Eq. 17})$$

corresponde a um teor de umidade volumétrico relativo, normalizado, sendo que:

θ_s = teor de umidade volumétrico do solo saturado (igual à sua porosidade);

θ_r = teor de umidade volumétrico do solo correspondente à condição de saturação residual (ver Figura 10).

Se o solo não sofre variação de volume sob a ação da sucção, a Equação (16) pode ser reescrita como:

$$\tau = c' + (\sigma_n - u_a) + \left[(u_a - u_w) \times \frac{(S - S_r)}{(100 - S_r)} \right] t\text{g}\Phi' \quad (\text{Eq. 18})$$

onde S_r = grau de saturação residual, em porcentagem.

No caso de solos tropicais, em particular, brasileiros, são escassas ou inexistentes informações sobre o uso potencial das diversas expressões anteriores na estimativa da resistência não saturada, levando-se em conta a influência da sucção.

Com base em resultados de ensaios de cisalhamento direto com sucção controlada executados na PUC-Rio (Carrillo, 1993), obteve-se os gráficos apresentados na Figura 15. Tais gráficos mostram comparações entre valores de resistência não saturada obtidos experimentalmente (para sucções nominais de 30, 80, 150 e 210 kPa e $(\sigma_n - u_a) = 50$ kPa) e valores de resistência obtidos usando as Equações 12, 15 e 16.

Os dois materiais coluvionares e os dois saprolíticos considerados constituem partes de perfis de intemperismo de biotita-gnaisses encontrados no Maciço da Tijuca, Rio de Janeiro.

A Tabela 3 mostra as faixas de variação do índice de vazios, e , grau de saturação, S , e umidade volumétrica, Θ , correspondentes à condição de ruptura em cada um desses materiais. É interessante ressaltar aqui que tais índices apresentaram variações pequenas,

desprezíveis, entre as condições pós-adensamento (sob uma tensão normal líquida de 50 kPa) e ruptura, para todos os níveis de sucção utilizados nos ensaios de cisalhamento direto com sucção controlada. Outras informações sobre esses materiais e técnicas de ensaios podem ser encontradas em Antunes *et al.* (1994) e Carrilo e de Campos (1994).

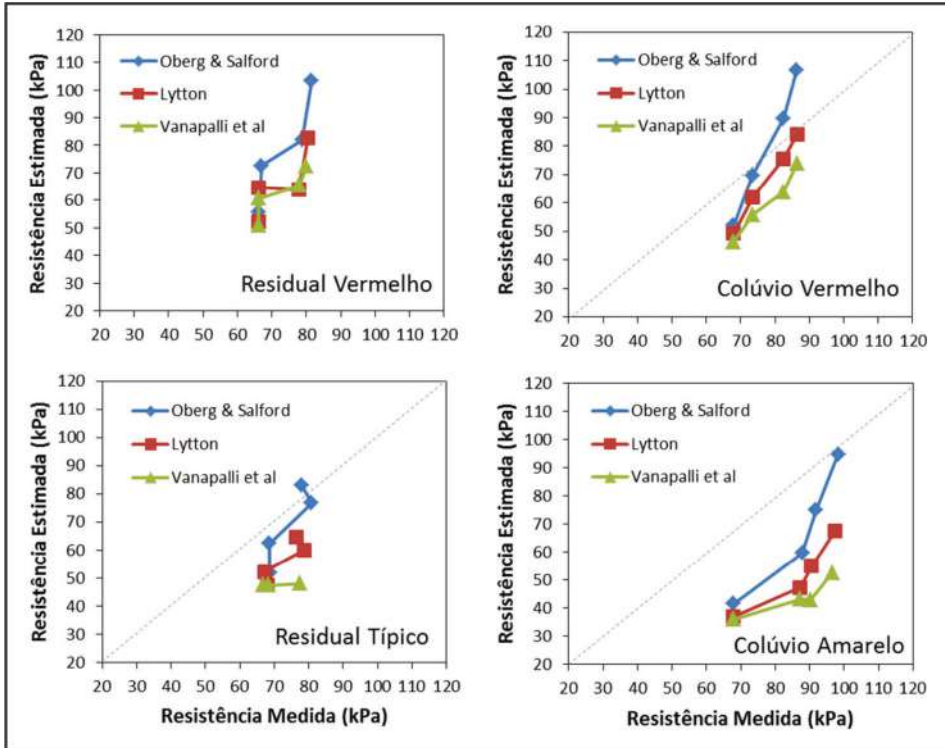


Figura 15 – Comparações entre resistências não saturadas obtidas e estimadas

Tabela 3 – Índices físicos na ruptura

Solo	e	S(%)	Θ (%)
Colúvio Amarelo	0.91 – 1.09	46.6 – 56.5	23.8 – 29.4
Colúvio Vermelho	0.97 – 1.04	62.6 – 74.0	31.9 – 36.6
Residual Vermelho	0.79 – 0.97	40.5 – 55.4	19.8 – 27.3
Residual Típico	1.02 – 1.16	34.1 – 59.4	18.3 – 30.4

Analisando-se os gráficos mostrados na Figura 15, verifica-se que:

a) Para todos os níveis de sucção, em concordância com Lytton (1996), os valores de resistência não saturada determinados experimentalmente foram menores que os estimados utilizando-se a Equação 15.

b) O uso do grau de saturação (Equação 12), proposto por Oberg e Sallfors (1995), gerou estimativas não conservadoras da resistência não saturada para os níveis de sucção mais elevados utilizados em todos os materiais (ordem de 200kPa);

c) A proposta de Vanapalli *et al.* (1996) – Equação 16 – apresentou resultados, de um modo geral, similares aos de Lytton (1996), com uma melhor capacidade de previsão no caso do Colúvio Vermelho e do Solo Residual Vermelho, e uma pior nos outros dois materiais. Tais resultados, entretanto, devem ser considerados com reserva. Isso se deve ao fato de que a definição da umidade volumétrica na condição de saturação residual, (Θ_r), baseou-se em curvas características solo-água nas quais os níveis máximos de sucção aplicados foram limitados a valores da ordem de 400 kPa, não se tendo conhecimento se, nesses materiais, variações significativas ocorrem na forma dessas curvas para sucções mais elevadas.

Previsões muito ou pouco conservadoras foram obtidas ao se utilizar a função Y, (Equação 14), que se mostrou, assim, inadequada para os solos tropicais considerados.

Khalili e Khabbaz (1998) propuseram uma nova abordagem, em que a resistência ao cisalhamento do solo é obtida a partir de uma definição do parâmetro χ introduzido por Bishop (1959). Para valores de sucção menores que o valor de entrada de ar, o solo se comporta como saturado, ou seja, $\chi = 1$ para $(u_a - u_w) < (u_a - u_w)_b$. Uma vez excedido tal valor, ou seja, para valores maiores de sucção, a parcela da sucção na resistência ao cisalhamento é reduzida de acordo com a Equação 19.

$$\chi = \begin{cases} 1 & \text{para } (u_a - u_w) < (u_a - u_w)_b \\ \frac{(u_a - u_w)_r}{(u_a - u_w)_b} & \text{para } (u_a - u_w) \geq (u_a - u_w)_b \end{cases} \quad (\text{Eq. 19})$$

onde:

$(u_a - u_w)_b$ = sucção no ponto de entrada de ar;

r = parâmetro dependente do material, sugerido como 0,55 por Khalili e Khabbaz.

Da mesma forma, Bao *et al.* (1998) assumiram que o solo se comporta como saturado até o valor de entrada de ar e, acima deste, foi definido um fator de redução da sucção ζ (equivalente ao parâmetro χ de Bishop), conforme a Equação 20. Nessa proposta, a influência da sucção na resistência de solos não saturados foi normalizada entre o valor de entrada de ar e a sucção na condição de saturação ou umidade residual.

$$\zeta = \frac{\log(u_a - u_w)_r - \log(u_a - u_w)}{\log(u_a - u_w)_r - \log(u_a - u_w)_b} \quad (\text{Eq. 20})$$

onde:

$(u_a - u_w)_r$ = sucção matricial na condição de saturação ou umidade residual.

Mais recentemente, Rassam e Cook (2002) e Vilar (2006) propuseram novas equações para a estimativa da resistência não saturada a partir de dados da curva característica de sucção ou de retenção de umidade.

Rassam e Cook (2012) propuseram a seguinte equação de resistência a partir de ajus-

tes de resultados de ensaios publicados na literatura (Equação 21):

$$\tau = c' + (\sigma - u_a) \operatorname{tg} \Phi' + \psi \operatorname{tg} \Phi' - \Phi (\psi - \psi_{\text{aev}})^\beta \quad (\text{Eq. 21})$$

O quarto termo dessa equação aplica um fator de correção dependente de duas novas variáveis, Φ e β (Equações 22 e 23), definidas como:

$$\Phi = \frac{\psi_r \operatorname{tg} \Phi' - \tau_{\text{Sr}}}{(\psi_r - \psi_{\text{aev}})^\beta} \quad (\text{Eq. 22})$$

$$\beta = \frac{\operatorname{tg} \Phi' (\psi_r - \psi_{\text{aev}})}{\psi_r \operatorname{tg} \Phi' - \tau_{\text{Sr}}} \quad (\text{Eq. 23})$$

onde:

Ψ_r = sucção matricial na condição de saturação ou umidade residual;

Ψ_{aev} = sucção no ponto de entrada de ar.

e:

τ_{Sr} = contribuição da sucção mátrica na resistência na condição de saturação residual (diferença do intercepto de coesão aparente, c , entre as condições de umidade residual e saturada).

Tendo como base resultados de ensaios envolvendo tanto solos brasileiros quanto oriundos de outros países, Vilar (2006) sugere o emprego de uma equação hiperbólica para a estimativa da resistência de solos não saturados. A coesão aparente do solo, para uma determinada sucção, pode ser obtida conforme a Equação 24, que envolve dois parâmetros de ajustes, a e b .

$$c = c' + \frac{\psi}{a + b\psi} \quad (\text{Eq. 24})$$

A inclinação da envoltória de resistência para valores de sucção próximos a zero (solo saturado) é igual à tangente de Φ' (Equação 25).

$$\frac{dc}{d(u_a - u_w)|_{\psi \rightarrow 0}} = \frac{1}{a} = \operatorname{tg} \Phi' \quad (\text{Eq. 25})$$

O autor considera que, na condição de umidade residual, a variação na sucção matricial durante o cisalhamento não produz mudanças significativas nas propriedades mecânicas do solo. Nessa situação, para valores de sucção tendendo ao infinito (por exemplo, em condições de ensaios em amostras de solo secas ao ar), assume-se que a resistência ao cisalhamento alcança um valor último, denominado c_{ult} ou τ_{ult} . Assim, o parâmetro b pode ser obtido a partir da Equação 26:

$$\lim_{\psi \rightarrow \infty} c = c_{\text{ult}} = c' + \frac{1}{b} \quad \text{ou} \quad b = \frac{1}{c_{\text{ult}} - c'} \quad (\text{Eq. 26})$$

Para casos em que seja possível obter, pelo menos, um dado experimental envolvendo a determinação da resistência do solo não saturado a uma sucção conhecida, Vilar (2006) sugere trabalhar com a máxima resistência ao cisalhamento obtida experimentalmente, τ_m , reescrevendo a Equação 26 conforme a Equação 27.

$$b = \frac{1}{c_m - c'} - \frac{1}{\Psi_m \text{tg}\Phi'} \quad (\text{Eq. 27})$$

onde:

c_m = máximo valor de coesão medido;

Ψ_m = máxima sucção de ensaio.

Inexistem dados envolvendo solos brasileiros que permitam avaliar a representatividade das propostas de Khalili e Khabbaz (1998); Bao *et al.* (1998) e Rassam e Cook (2002). Por outro lado, como a proposta de Vilar (2006) se baseia em resultados envolvendo diferentes solos do país, sugere-se que ela deva ser utilizada de forma preliminar na avaliação da envoltória de resistência de solos não saturados. Deve-se notar que, para a utilização de tal proposta, requer-se a execução de ensaios em amostras na condição de sucção tendendo ao infinito (condição passível de ser representada por ensaios envolvendo solos secos ao ar) ou sob uma dada condição de sucção controlada, além de resultados de ensaios executados no mesmo material saturado (caso de ensaios triaxiais) ou submerso (caso de ensaios de cisalhamento direto).

7.2 Avaliação Indireta

Conforme mostrado na Figura 10, existe uma grande semelhança entre curvas representativas de variações da resistência ao cisalhamento drenado e do teor de umidade volumétrico com a sucção. Com base nessa similaridade, diversos trabalhos foram desenvolvidos na Universidade de Saskatchewan, Canadá, visando à determinação da resistência de um solo não saturado a partir do conhecimento da sua relação umidade-sucção.

Fredlund e Xing (1994) apresentam uma equação geral que descreve a curva característica de sucção ou curva característica solo-água, dada por (Vanapalli *et al.*, 1996):

$$\Theta = C(\psi) \left\{ \frac{1}{\left[\ln \left[e + \left(\frac{\psi}{a} \right)^n \right] \right]^m} \right\} \quad (\text{Eq. 28})$$

onde:

$$C(\psi) = \left[1 - \frac{\ln \left(1 + \frac{\psi}{C_r} \right)}{\ln \left(1 + \frac{10^6}{C_r} \right)} \right] \quad (\text{Eq. 29})$$

sendo:

e = número natural (2.71828 ...);

Ψ = sucção total do solo;

a = sucção relativa ao valor de entrada de ar do solo;

n = parâmetro do solo relacionado à inclinação da curva característica solo-água no ponto de inflexão;

m = parâmetro do solo relacionado ao teor de umidade volumétrico residual;

$C(\Psi)$ = função de correção, que força a curva característica de sucção a passar por um valor de sucção de 1.000.000 kPa, considerando como correspondente a um teor de umidade nulo;

C_r = valor de sucção correspondente ao teor de umidade volumétrico residual Θ_r .

Para uma dada curva característica solo-água, os parâmetros a , n e m na Equação 28 podem ser determinados utilizando-se técnicas numéricas de regressão não linear (Fredlund e Xing, 1994).

Na equação 28, Θ constitui uma função da sucção total, ou seja, $\Theta = \Theta(\Psi)$, definida como sendo um teor de umidade volumétrico normalizado que, por sua vez, é igual ao grau de saturação do solo, S , dado por:

$$\Theta = \frac{\theta}{\theta_s} \quad (\text{Eq. 30})$$

A partir de considerações sobre a área relativa de influência do menisco, Fredlund *et al.* (1996) sugerem o uso da seguinte expressão para definir a resistência do solo não saturado, com base em dados da curva característica solo-água.

$$\tau = c' + (\sigma_n - u_a) \text{tg}\Phi' + (u_a - u_w) \Theta (u_s)^\kappa \text{tg}\Phi' \quad (\text{Eq. 31})$$

onde o expoente κ é considerado como sendo um parâmetro do solo, dependente do tipo de material, e a função $\Theta(u_s)$ é dada pela Equação 28, com a sucção total Ψ , sendo igual à sucção mátrica $u_s = u_a - u_w$.

A partir de uma definição da área de água existente no solo não saturado, ligeiramente diferente da utilizada por Fredlund *et al.* (1996) para chegar à Equação 31, Vanapalli *et al.* (1996) sugerem o uso da seguinte equação para avaliar a resistência não saturada a partir da curva característica solo-água:

$$\tau = c' + (\sigma_n - u_a) \text{tg}\Phi' + (u_a - u_w) [(\Theta_r)^\kappa] (\text{tg}\Phi') \quad (\text{Eq. 32})$$

Nessa formulação, o parâmetro κ é considerado como uma variável de ajuste que, da mesma forma anteriormente mencionada, deve ser definido para cada tipo de solo, e Θ_r é dado pela Equação 17.

A Figura 16 mostra resultados apresentados por Fredlund *et al.* (1996), obtidos a partir das equações 28 e 31, assumindo-se $\kappa = 1$, que sugerem que o uso da curva característica de sucção na previsão da resistência não saturada constitui um caminho promissor.

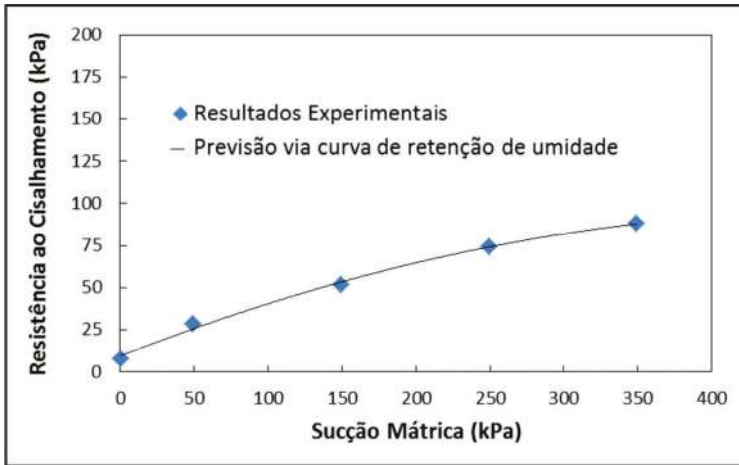


Figura 16 – Previsão da resistência não saturada a partir da curva característica solo-água (modificado de Fredlund *et al.*, 1996)

É importante ressaltar, entretanto, que o parâmetro κ constitui uma nova incógnita no problema e não é constante. Fredlund *et al.* (1996) sugerem que esse parâmetro varia entre 1 e 3 e aumenta com a plasticidade do solo. Não existem, porém, informações sobre valores representativos desse parâmetro para o caso de solos tropicais. Além disso, deve-se considerar que, antes de haver uma preocupação maior em se obter parâmetros que possibilitem uma representação matemática adequada de uma dada curva característica solo-água, há que haver uma preocupação quanto à representativa do solo em estudo. Nesse sentido, devem ser levadas em conta condições esperadas de mudanças de umidade (secagem/ umedecimento) e estado inicial de saturação (solo seco, saturado ou úmido). Conforme destacado em trabalhos anteriores (*e.g.* de Campos *et al.*, 1992), a curva característica de sucção pode ser altamente variável tanto em solos naturais quanto compactados, dependendo da metodologia e tipo de ensaio empregados na sua obtenção.

Goh *et al.* (2010) apresentam uma modificação da equação proposta por Fredlund *et al.* (1996) para as condições de umedecimento e secagem, considerando somente valores de sucção acima da sucção de entrada de ar (Equação 33).

$$\tau = c' + [(\sigma_n - u_a)(u_a - u_w)]\text{tg}\Phi' + [(u_a - u_w) - (u_a - u_w)_b]b\Theta^{k'}\text{tg}\Phi' \quad (\text{Eq. 33})$$

onde:

$$k' = [\log(u_a - u_w) - \log(u_a - u_w)_b]^y \quad (\text{Eq. 34})$$

e

y e b = parâmetros de controle que variam de acordo com condições de umedecimento e secagem;

$(u_a - u_w)_b$ = sucção no ponto de entrada de ar;

Θ = teor de umidade volumétrica normalizado, definido na Equação 30.

Para a condição de secagem (subíndice d a seguir), os parâmetros de controle são definidos conforme as Equações 35 e 36 e, para a de umedecimento (subíndice w, a seguir), eles são obtidos a partir das Equações 37 e 38. Em ambos os casos, os parâmetros de ajuste y e b são relacionados com a curva característica solo-água e com propriedades do solo.

$$y_d = 0,502 \ln(IP + 2,7) - 0,387 \quad (\text{Eq. 35})$$

$$b_d = -0,245 \{\ln[n_d(IP + 4,4)]\}^2 + 2,114 \{\ln[n_d(IP + 4,4)]\} - 3,522 \quad (\text{Eq. 36})$$

$$y_w = 3,55y_d - 3 \quad (\text{Eq. 37})$$

$$b_w = 0,542b_d \left(\frac{n_d}{n_w} \right) + 0,389 \quad (\text{Eq. 38})$$

onde:

IP = índice de plasticidade do solo;

n_d = parâmetro de ajuste da curva característica solo-água na secagem, proposto por Fredlund e Xing (1994).

n_w = parâmetro de ajuste da curva característica solo-água no umedecimento, proposto por Fredlund e Xing (1994).

Outra abordagem de avaliação indireta da resistência não saturada foi proposta por Blight (2013). Nesta, o autor avalia a obtenção do parâmetro χ a partir de resultados de ensaios de compressão simples ($\sigma_3 - u_a = 0$) para amostras preparadas com diferentes valores de umidade inicial, resultando em diferentes valores de sucção ($u_a - u_w$) medidos na ruptura. A determinação de tal parâmetro está representada no espaço s' versus t , conforme mostrado na Equação 29.

$$\chi = \frac{1}{2} \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{(u_a - u_w)} = \frac{t}{(p_w - p_a)} \quad (\text{Eq. 39})$$

onde:

$$t = \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3) \quad (\text{Eq. 39a})$$

$$s' = \frac{1}{2}(\sigma'_1 + \sigma'_3) = \frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3) - u \quad (\text{Eq. 39b})$$

$$p_w = \frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3) - u_w \quad (\text{Eq. 39c})$$

$$p_a = \frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3) - u_a \quad (\text{Eq. 39d})$$

Conforme indicado na Figura 17, resultados de ensaios realizados em uma areia silto compactada indicaram haver uma boa relação entre o parâmetro χ e a sucção.

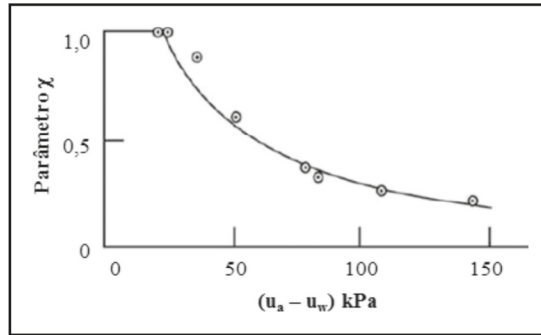


Figura 17 – Determinação de χ a partir de resultados de compressão simples ($\sigma_3 = u_a$), para diferentes valores de sucção medidos na ruptura (adaptado de Blight, 2013)

CONCLUSÕES

Neste capítulo mostra-se que propostas compreendendo o emprego de conceitos de tensões efetivas ou de variáveis de tensão no desenvolvimento de equações de resistência em solos não saturados resultam, ao final, em resultados similares. A validade da envolvente de resistência em presença de variações dos diferentes parâmetros envolvidos, em particular no caso de solos tropicais, é discutida.

Ensaio específicos para a determinação dos parâmetros requeridos são especializados e ainda pouco empregados na prática geotécnica. São, entretanto, apresentadas várias alternativas à determinação de tais parâmetros, permitindo que efeitos da não saturação na resistência de solos possam ser avaliados, de forma preliminar, em projetos de engenharia.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem a Thiago Carnavale pelo apoio na preparação das figuras constantes neste capítulo, preparado com o apoio do CNPq e da FAPERJ na forma de bolsas.

REFERÊNCIAS

- ABRAMENTO, M. & CARVALHO C.S. (1989). Geotechnical parameters for study of natural slopes instabilization at Serra do Mar, Brazil. 12th Int Conf. on Soil Mech. and Found. Engr. Rio de Janeiro, v. II, pp.1599-1602.
- AITCHINSON, G.D. (1961). Relationship of moisture and effective stress functions in unsaturated soils. Conf. on Pore Pressure and Suction in Soils. Butterworths, London, pp. 47-52.
- ALONSO, E.E.; GENS, A. & JOSA, A (1990). A constitutive model for partially saturated soils. *Geotechnique*, 40(3): 405-430.

ANTUNES, F.S., ROCHA, J.C.S. & ANDRADE, M.H.N. (1994). A geological-geotechnical study of soils/rocks involved in mass movements in a forested area of Rio de Janeiro, Brazil. 7th Int. Congress IAEG, Lisboa, Oliveira, O. et al editors: A.A Balkema/ Rotterdam/Brookfield, pp. 2169-2176

BAO, C., GONG, B., AND ZHAN, L. (1998). Properties of unsaturated soils and slope stability of expansive soils. 2nd International Conference on Unsaturated Soils (UNSAT 98), Beijing, v. II, pp. 71-98.

BISHOP, A.W. (1959). The principle of effective stress. *Tecknisk Ukeblad*, 106(39): 859-863

BISHOP, A.W.; ALPAN, I; BLIGHT, G.E. & DONALD, I.B (1960). Factors controlling the shear strength of partly saturated cohesive soils. *Conf. on Shear Strength of Cohesive Soils*. Univ. of Colorado, Boulder, pp. 503-532.

BISHOP, A.W. & BLIGHT, G.E. (1963). Some aspects of effective stress in saturated and partly saturated soils. *Géotechnique*, 13: 177-197

BLIGHT, G. E. (2013). *Unsaturated soil mechanics in geotechnical practice*. CRC Press, Taylor & Francis Group, 606 p.

BROOKS, R.H. & CONEY, A.T. (1964). *Hydraulics properties of porous media – Colorado State Univ. Hydrol. Paper n° 3 (March)*, 27 p.

CAMPOS, L.E.P. (1997). *Comunicação pessoal*

CARRILLO, C.W. (1993) *Resistência ao cisalhamento dos solos coluvionares e residuais não saturados da Vista Chinesa, RJ. Dissertação de Mestrado, DEC/PUC-Rio*, 159 p.

CARRILO, C.W. E DE CAMPOS, T.M.P. (1994). *Influência da sucção na resistência ao cisalhamento de solos coluvionares e residuais da Vista Chinesa – RJ. X COBRAMSEF, Foz do Iguaçu, Paraná, v. III, pp. 873-880.*

CARRILLO C.W; FONSECA. E.C. E DE CAMPOS, T.M.P (1994). *Equipamento de cisalhamento direto com sucção controlada – 2º Simpósio sobre Solos Não Saturados. UFPE, Recife, PE, Vol. 1, pp. 67-77.*

CHAMAS, R. (1976). *Estudo da estabilidade de um talude natural em solo residual de migmatito da rodovia RJ-20. Dissertação de Mestrado, DEC/PUC-Rio.*

CRONEY, D.; COLEMAN, J.D. & BLACK, W.P.M. (1958). *Movement and distribution of water in relation to highway design and performance. Highway Research Board Special Report no. 40, Washington.*

DE CAMPOS, T.M.P. (1974). Resistência ao Cisalhamento de solos residuais micáceos. Dissertação de Mestrado, DEC/PUC-Rio.

DE CAMPOS, T.M.P. (1988). Instrumentação especial em ensaios triaxiais. Anais do Simpósio sobre Novos Conceitos em Ensaios de Campo e Laboratório em Geotecnia, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, Vol. 1, pp. 29-55.

DE CAMPOS, T.M.P.; AGUILLAR, S.S & VARGAS JR., E.A. (1991). Testing and modelling of a porous unsaturated clay. IX PanAmerican Conf. on S.M.F.E, Viña del Mar, Chile, Vol. 1, pp. 63-76.

DE CAMPOS, T.M.P. & CARRILLO C.W. (1995). Direct shear testing on an unsaturated soil from Rio de Janeiro. Unsaturated Soils, ed. Alonso and Delage, 1st Int. Conf. on Unsaturated Soils, Paris, Balkema, Vol. 1, pp. 31-38.

DE CAMPOS, T.M.P.; DELGADO, C.C.; TIBANA, S.; AGUILLAR, S.A.S & FONSECA, E.C. (1992). Determinação da curva característica de sucção em laboratório – 1ª Conferência Brasileira sobre Estabilidade de Encostas - 1º COBRAE - Vol. III. pp. 853-851.

DE CAMPOS, T.M.P. & VARGAS JR., E.A. (1991). Estudos de solos não-saturados: desenvolvimentos recentes na PUC-Rio. Anais do Simpósio Sobre Solos Não- Saturados. UnB, Brasília, pp. 109-136.

DRUMRIGHT, E.E. & NELSON, J.D. (1995). The shear strength of unsaturated tailings sand. Unsaturated Soils. ed. Alonso and Delage. Proc. 1st Int. Conf. on Unsaturated Soils, Paris, Balkema, Vol. 1, pp. 45-50.

ESCÁRIO, V. & SÁEZ, J. (1986). The shear strength of partly saturated soils. Geotechnique, 36 (3): 453-456.

ESCÁRIO, V. & SÁEZ, J. (1987). Shear strength of partly saturated soils versus suction. 6th Int. Conf. on Expansive Soils, New Delhi, Índia. Pp. 602-605.

FONSECA, E.C. (1991). Ensaio de cisalhamento direto com sucção controlada em solos não saturados. Dissertação de Mestrado. DEC/PUC-Rio, 173p

FONSECA, E.C.; CAMPOS, L.E.P.; PRESA, E.P. & MACHADO, S.L. (1994). Ensaios triaxiais de estágios múltiplos com controle da sucção em solos residuais de granulito. Anais do 2º Simpósio sobre Solos Não Saturados, UFPE, Recife, pp. 45-51.

FREDLUND, D.G. (1973) Volume change behavior of unsaturated soils. Ph.D. Thesis, Univ. of Alberta.

FREDLUND, D.G. & MORGENSTERN, N.R. (1977). Stress state variables for unsaturated soils. Proc. An. Soc. Civ. Engrs. 103, GTS, 447-466.

FREDLUND, D.G.; MORGENSTERN, N.R. & WIDGER, R.A. (1978). The shear strength of unsaturated soils. Can. Geotech. J., 15 (3): 313 – 321.

FREDLUND, D.G.; RAHADJO, H. & GAN, J.K.M. (1987). Non-linearity of strength envelope for unsaturated soils. Proc. 6th Int. Conf. of Expansive Soils, New Delhi, Vol. 2, pp. 49-54.

FREDLUND, D.G. & RAHADJO, H. (1993). Soil Mechanics for Unsaturated soils. John Wiley & Sons, Inc, 517 p.

FREDLUND, D.G. & XING, A. (1994). Equations for the soil-water characteristic curve. Can. Geotech J. 31: 521-532.

FREDLUND, D.G.; VANAPALLI, S.K.; XING, A. & PUF AHL, D.E. (1995). Predicting the shear strength function for unsaturated soils using the soil-water characteristic curve. Unsaturated Soils, ed. Alonso and Delage, Proc. 1st Int. Conf. on Unsaturated Soils, Paris, Balkema, Vol. 1, pp. 63-69.

FREDLUND, D.G.; ANGING XING; FREDLUND, M.D & BARBOUR, S.L. (1996). The relationship of the unsaturated soil shear strength to the soil-water characteristic curve. Can. Geotech. J.,32: 440-448.

FREDLUND, D.G. (2006). Unsaturated soil mechanics in engineering practice, The 2005 Terzaghi Lecture: Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, Vol. 132, No. 3, pp. 286-321.

FREDLUND, D.G.; RAHADJO, H. & FREDLUND, M.D. (2012). Unsaturated Soil Mechanics for Engineering Practice. John Wiley & Sons, Inc, 926 p.

GOH, S. G., RAHARDJO, H., AND LEONG, E. C. (2010). Shear strength equations for unsaturated soil under drying and wetting, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, Vol. 136, No. 4, pp. 594-606.

HILF, J. W. (1956). An investigation of pore-water pressures in compacted cohesive soils. Ph.D. Thesis, Denver, Colorado.

HORN, H.M. & DEERE, D.U. (1962). Frictional characteristics of minerals. Géotechnique 12: 319-335.

IGNATIUS, S.G.; TOGNON, A.A.; SAAD, A.M. & CARVALHO, C.S. (1991). Ensaios geotécnicos em solos não-saturados no Instituto de Pesquisas Tecnológicas - IPT, SP, anais do Simpósio Sobre Solos Não-Saturados, UnB, Brasília, pp. 50-70.

JENNINGS, J.E.B. (1961). A revised effective stress law for use in the prediction of the behavior of unsaturated soils. Conf. on Pore Pressure and Suction in Soils. London: Butterworths, pp. 26-30.

JENNINGS, J.E.B. & BURLAND, J.B. (1962). Limitations to the use of effective stresses in partly saturated soils. *Géotechnique* 12: 125-144.

JUCÁ, J.F.T. & FRYDMAN, S. (1996). Experimental techniques. State of the art report. Unsaturated Soils, ed. Alonso and Delage, Proc. 1st Int. Conf. on Unsaturated soils, Paris, Balkema, Vol. 3, pp. 1237-1292.

KHALILI, N., AND KHABBAZ, M. H. (1998). A unique relationship for χ for the determination of the shear strength of unsaturated soils, *Geotechnique*, Vol. 48, No. 5, pp. 681-687.

LAMBE, T.W. & WHITMAN, R.V. (1969). *Soil Mechanics*. Wiley & Sons: New York, 553p.

LAMBORN, M.J. (1986). A micromechanic approach to modeling partly saturated soils. MSc thesis, Texas A&M University, College Station, Texas.

LYTTON, R.L. (1996). Foundations and pavements on unsaturated soils. Unsaturated Soils, ed. Alonso and Delage, Proc. 1st Int. conf. on Unsaturated soils, Paris Balkema, Vol.3, pp. 1201-1220.

MACIEL, I.C.Q. (1991). Aspectos microestruturais e propriedades geomecânicas de um perfil de solo residual de gnaiss facoidal. Dissertação de Mestrado, DEC/PUC-Rio. 183p.

MARINHO, F. A. M. (1997). Medição de sucção em solos. Anais do 3º Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados, ÑSAT'97, Rio de Janeiro-RJ, pp. 373-397.

MITCHELL, J.K. (1993). *Fundamentals of Soil Behavior*. 2nd. Edition – John Wiley & Sons, Inc, 437 p.

OBERG, A-L. & SALLFORS, G. (1995). A rational approach to the determination of the shear strength parameters of unsaturated soils. Unsaturated Soils, ed. Alonso and Delage. Proc. 1st Int. Conf. on Unsaturated Soils, Paris, Balkema, vol. 1, pp. 151-158.

OLIVEIRA, O.M. (2004). Estudo sobre a resistência ao cisalhamento de um solo residual compactado não saturado. Tese de doutorado, EPUSP, 330p.

RASSAM, D. W., AND COOK, F. J. (2002). Predicting the shear strength envelope of unsaturated soil, *Geotechnical Testing Journal*, ASTM, Vol. 28, pp. 215-220.

RIDLEY, A.M. E BURLAND J.B.(1993). A new instrument for the measurement of soil moisture suction. *Géotechnique* 43(2), 321-324.

ROHM, S.A. AND VILAR, O.M. (1995). Shear strength of an unsaturated sandy soil. *Unsaturated Soils*, ed. Alonso and Delage., Proc. 1st Int. Conf. on Unsaturated Soils, Paris, Balkema, Vol. 1, pp. 189-193.

ROWE, P.W. (1962). The stress-dilatancy relation for static equilibrium of an assembly of particles in contact. *Proc. Of the Royal Society*, Vol.A269, pp 500-527

SERAPHIN, LA. (1974). Algumas observações geotécnicas de um corte de solo residual da Guanabara. *Dissertação de Mestrado, DEC/PUC-Rio*.

SKINNER, A.E. (1969). A note on the influence of interparticle friction on the shearing strength of a random assembly of spherical particles. *Géotechnique* 19: 105-157.

SRIDHARAN, A.; RAO, A.S. & MAKAN, S. (1983). Shear strength behavior of expansive clays. *Proc. 7th Asian Conf. Soil Mech. and Found. Engr.*, Haifa, Vol. 1: 80-83, Haifa: Taligraph Ltd.

SWENEY, D.J. & ROBERTSON, P.K. (1982). Stope stability in residual soils in Hong Kong - *Can. Geot. J.*, V. 19, pp. 521-525.

TAYLOR, D.W. (1948). *Fundamentals of Soil Mechanics*, John Wiley & Sons, New York, 700p.

TERZAGHI, K. (1936). The shear resistance of saturated soils. *Proc. 1st Int. Conf. Soil Mech. Found. Engr.*, Cambridge, MA, Vol.1: 54-56.

TOLL, D.G. (1990). A framework for unsaturated soil behavior. *Géotechnique* 40 (1): 31-44.

VANAPALLI, D.G.; FREDLUND, D.G.; PUFAHL, D.E. & CLIFTON, A.W. (1996). Model for the prediction of shear strength with respect to soil suction. *Can. Geotech J.*33: 379-392.

VILAR, O. M. (2006). A simplified procedure to estimate the shear strength envelope of unsaturated soil, *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 43, pp.1088-1095.

WHEELER, S.J. & SIVAKUMAR, V. (1995). An elastoplastic critical state framework for unsaturated soil. *Géotechnique*: 45(1), 35-53.

Capítulo 20

ENSAIOS DE CAMPO EM SOLOS NÃO SATURADOS

Breno Padovezi Rocha
Roger Augusto Rodrigues
Heraldo Luiz Giacheti

1. INTRODUÇÃO

Os solos não saturados são comuns em várias regiões do mundo, sobretudo em regiões de clima seco e de nítida sazonalidade, a exemplo do clima tropical em que a variabilidade temporal do conteúdo de água nos poros dos solos tende a exercer efeito significativo nas propriedades dos solos.

Na Geotecnia, inúmeras construções têm seu comportamento influenciado pela condição não saturada. Muitos aspectos do comportamento desses solos estão diretamente ligados com balanço de água e energia entre a atmosfera e a Terra, o que determina diversas características do meio, tais como a profundidade do lençol freático e os perfis de pressão na água intersticial médio e sazonal (Blight, 1997).

Nesse aspecto, uma das variáveis de interesse é a sucção matricial no solo (pressão negativa da água intersticial), que contribui para mudanças nas propriedades mecânicas e hidráulica do solo. Assim, mudanças de sucção e umidade dos solos podem ocorrer devido a variações climáticas (Blight, 1997; Blight, 2003; Cui *et al.*, 2005). Alterações na química do meio vão afetar a sucção osmótica, que, embora pouco considerada, pode ser também interveniente das propriedades e comportamento dos solos.

Nos períodos mais secos do ano, os valores da sucção tendem a aumentar, ou seja, o aumento da sucção pode ser observado com a redução da umidade do solo. A profundidade na qual ocorrem mudanças da sucção no solo é conhecida como zona ativa. A zona ativa é comumente definida como a região de flutuação de umidade e sucção de um solo não saturado em que a umidade e a sucção mudam sazonalmente devido às variações climáticas (Fredlund & Rahardjo, 1993; Nelson *et al.*, 2001). A previsão da profundidade da zona ativa e a influência da variação da umidade e da sucção ao longo do tempo são relevantes para os projetos de engenharia. Embora pouco considerada, uma segunda zona de flutuação de umidade se faz, muitas vezes, presentes no perfil de solo, é aquela situada na zona fronteira com o lençol freático. Ela se deve a variações no nível freático, que, por sua vez, provocam alterações na posição da franja capilar.

Nos projetos de engenharia, muitas vezes, mudanças significativas de pressão na água intersticial do solo não são levadas em consideração, como registrado no caso histórico de Pereira Barreto-SP, que, durante e após a construção da UHE de Três Irmãos, o lençol freático sofreu um processo de elevação induzida provocando recalques por colapso em fundações de centenas de edificações localizadas às margens do reservatório hidrelétrico (Rodrigues, 2007; Vilar & Rodrigues, 2011).

Esse caso de Pereira Barreto-SP indica a necessidade de estudos mais detalhados na etapa de investigação geotécnica antes da implantação das obras de engenharia. Importante destacar que o custo de uma investigação geotécnica para fins de projeto de fundações é relativamente baixo quando comparado ao custo final da obra. No caso específico de Pereira Barreto, diversos problemas deflagrados pela elevação do lençol freático poderiam ter sido minimizados, caso medidas tivessem sido tomadas nos projetos de fundações das edificações do município antes da construção da UHE de Três Irmãos.

Para a investigação do subsolo em geotecnia, recomenda-se utilizar um método de ensaio de campo que possibilite definir o perfil do subsolo e estimar os parâmetros mecânicos de cada camada. A partir dessa investigação, se for necessário, identificam-se as camadas críticas e realizam-se ensaios específicos no laboratório ou no próprio campo para a determinação dos parâmetros mecânicos de interesse. Na engenharia de fundações, as investigações são quase sempre realizadas exclusivamente com sondagens SPT. O projeto é geralmente feito segundo uma abordagem direta, correlacionando o comportamento do elemento de fundação com resultados do SPT.

Com efeito, variações dos valores de SPT entre períodos seco e chuvoso, bem como sua relação com as sucções nesses dois períodos têm sido observadas em diversos trabalhos de investigação (Guimarães, 2002; Mascarenha, 2003). Nesse caso, não se trata de variabilidade espacial resultante da história geológica e do ambiente de formação do solo, tampouco da variabilidade decorrente de operadores, equipamentos e metodologias empregadas na execução dos ensaios, mas sim da variabilidade temporal, pois a sucção varia ao longo do tempo em função dos fenômenos meteorológico-atmosféricos, afetando os resultados desses ensaios.

Dentre os ensaios de campo, tem-se os geofísicos, a sondagens de simples reconhecimento com SPT, os ensaios de cone e do piezocone (CPT e CPTu) e o ensaio de dilatômetro plano (DMT), em que as medidas obtidas usualmente são correlacionadas com a resistência e ou a deformabilidade do solo ou diretamente para a previsão do comportamento de elementos de fundações. Destacam-se ainda o ensaio pressiométrico (PMT) e as técnicas híbridas, como o RCPTu, SCPT, SDMT e CPM. Tais ensaios são realizados tanto em solos saturados quanto não saturados, no entanto, o desconhecimento da sucção, na maioria dos casos, não permite uma análise mais detalhada, sendo os resultados nesses solos interpretados a partir de conceitos empíricos e semiempíricos.

Diversas tentativas têm sido feitas com o intuito de aprimorar as técnicas de campo pela introdução de alguma forma de aferir ou estimar a sucção, como estabelecê-la a partir de medidas de umidade subsidiada pela curva de retenção ou de realizar ensaios nos períodos secos e chuvosos do ano e ensaios com inundação do solo, buscando-se medir as variações entre os diferentes casos. Nesses tipos de estudos, as informações meteorológicas, como indicado por Mascarenha (2003) e Rocha (2018), são de grande valia, pois a dinâmica da umidade e, por consequência, ao longo do perfil, é complexa, pois a ques-

tão sazonal interage ao longo do tempo, dentre outros, com questões geomorfológicas de superfície e subsuperfície, com a topografia, a altimétrica, o tipo e estrutura do solo, e o estado de saturação.

As metodologias que incorporam o efeito da condição não saturada para os ensaios de campo em solos ainda não estão suficientemente estabelecidas, porém deve-se destacar que melhoramentos na realização dos ensaios de campo têm sido propostos e a interpretação dos resultados tem tido como base os conceitos da Mecânica dos Solos Não Saturados. Esses aspectos serão discutidos neste capítulo. Não se pode esquecer que os resultados dos ensaios de campo retratam um momento do perfil de solo, e alterações no uso e ocupação do terreno podem levar a comportamentos distintos dos obtidos, mas esses resultados poderão justificar a necessidade de estudos complementares em análises de riscos. Por exemplo, o SPT pode avaliar mal o comportamento de um manto de solo poroso colapsível; outra técnica menos destrutiva da estrutura do solo pode avaliar melhor o comportamento do solo, mas o uso integrado das duas técnicas pode ser relevante na definição da possibilidade de ocorrência de colapso devido a infiltrações de águas pluviais ou servidas. Em se tratando de águas servidas, os colapsos poderão ocorrer em consequência de variações na sucção total (matricial e osmótica).

2. INVESTIGAÇÃO DO SUBSOLO

A investigação do subsolo é o processo pelo qual são obtidas informações geológicas, geotécnicas e outros dados relevantes que possam afetar a construção ou o desempenho de obras civis (Clayton *et al.*, 1995). Campanella e Howie (2005) destacam que a investigação do subsolo requer que sejam determinados os seguintes aspectos:

- Estratigrafia;
- Parâmetros hidrogeológicos;
- Parâmetros geotécnicos;
- Características geomecânicas e biológicas do solo e do fluido presente nos vazios.

Segundo esses autores, todos são necessários em uma investigação geoambiental, mas apenas os três primeiros são necessários para a maioria dos projetos geotécnicos. Cabe destacar, porém, a relevância, quando se estudam perfis de solos, de se acrescentar ao quarto aspecto as características químicas do fluido quando o local de estudos passou ou passará por processo de contaminação. Esses mesmos autores também destacam que, na prática, apenas sondagens a trado, às vezes com SPT e amostragem, são empregadas no processo de investigação. Em muitas situações, faz-se uma avaliação deficiente da estratigrafia, sem qualquer informação útil dos parâmetros hidrogeológicos. Os parâmetros geomecânicos de projeto são, em geral, estimados por meio de correlações empíricas a partir de poucos valores do índice de resistência a penetração do SPT (N). As amostras deformadas coletadas durante as sondagens SPT fornecem material para obter informação da composição granulométrica e da plasticidade, cabendo destacar que o nível de deformação imposto ao solo pela cravação do amostrador SPT limita, mas não impede nem invalida uma avaliação das características genéticas do perfil de evolução do solo, permitindo inclusive orientação de camadas, o que pode ser de grande relevância em projetos como os de fundações e análises de estabilidade de taludes, especialmente em solos tropicais.

Dentro deste contexto, é importante enfatizar que um bom programa de investigação do subsolo para aplicação em obras civis deve ser realizado com a finalidade de se definir a estratigrafia, o que inclui identificar as camadas com as mesmas características, suas espessuras, os diferentes tipos de solos que as compõe, bem como a posição do nível de água. Os parâmetros mecânicos e hidrogeológicos de cada uma das camadas de interesse devem ser determinados por meio de correlações na primeira fase da investigação, sendo relevantes suas confirmações por meio de experiência local consolidada, embora sempre passíveis de serem revistas ou por resultados de ensaios de laboratório ou outros ensaios de campo.

É importante destacar que a interpretação dos resultados de uma campanha de investigação deve fornecer a visualização tridimensional do subsolo com o intuito de identificar uma possível continuidade lateral dessas camadas, mas também objetivando definir a geomorfologia de subsuperfície, que assume grande relevância na distribuição de umidade e fluxo, tão relevante quando se estudam as propriedades e os comportamento hidráulico e mecânico dos solos, indo do estado não saturado ao saturado. Assim, o conhecimento do histórico dos processos geológicos que atuaram na formação de solos e rochas é fundamental para a interpretação da estratigrafia, conforme destaca De Mio e Giacheti (2007), mas lembrando que, em uma obra de engenharia, uma análise estratigráfica e de perfil de alteração requer, muitas vezes, um estudo mais detalhado. Em solos altamente homogêneos ou em regiões de camadas sedimentares com continuidade lateral, essa interpretação é feita interligando-se pontos similares e extrapolando-se os dados de sondagens para as regiões situadas entre eles. Quando há uma heterogeneidade considerável, indicada pelas características muito distintas do solo entre as sondagens, essa interpretação é mais complexa (De Mio *et al.*, 2010), mas, muitas vezes, ela assume grande relevância, pois a heterogeneidade pode estar refletindo as características da rocha e do solo formado. Nos perfis de intemperismo tropicais, ela pode ainda estar refletindo a presença de uma camada em processo de intemperização entre o solo pouco e muito intemperizado.

Nas regiões de clima tropical e subtropical, características, propriedades e comportamentos dos solos estão relacionados ao grau de intemperização dos minerais, à pedogênese, à morfogênese e às lixiviações físico-químicas e neoformações de minerais (Lima, 2003; Senaha, 2019). Nas situações em que não exista continuidade lateral, o termo “camada” deve ser utilizado com restrições, sendo mais adequado tratá-lo como horizonte, conforme discute De Mio (2005). De Mio *et al.* (2010) enfatizam que a interpretação da distribuição espacial dos materiais, considerando-se a história geológica e a possibilidade de variações bruscas em função de estruturas herdadas de rochas mãe, em perfis de solos residuais deve ser feita com cautela.

3. TÉCNICAS DE ENSAIOS DE CAMPO

3.1 Geofísica

O conhecimento da distribuição espacial dos materiais geológicos é relevante na investigação do subsolo, assim como de suas propriedades. A geofísica é um recurso importante para essa finalidade, uma vez que possibilita a aquisição e interpretação de dados

instrumentais a partir da superfície do terreno, por meio de métodos não invasivos ou não destrutivos. O uso de ensaios geofísicos pode permitir não só uma estimativa preliminar dessa distribuição espacial, da posição do nível freático e do topo rochoso, como auxiliar na definição da geomorfologia de subsuperfície e na escolha dos locais de ensaios intrusivos. Eles também podem ser empregados para identificarem interferências subterrâneas e de fontes de contaminação ou ainda na avaliação do maciço entre pontos de sondagem já realizadas, sendo o emprego da geofísica particularmente útil, nesse caso, nos estudos dos leitos rodoviários, onde os pontos de sondagem são relativamente distantes ou podem ter o espaçamento otimizado.

Há diversos métodos geofísicos que podem ser utilizados na investigação do subsolo para aplicação em problemas de geotecnia e de meio ambiente. Dentre eles, destacam-se os sísmicos, mais aplicados a geotecnia, e os geoeletricos, em problemas ambientais.

Os métodos sísmicos (refração, reflexão, ondas de superfície e em furos de sondagens) utilizam a velocidade de propagação de ondas elásticas através do meio investigado, geradas artificialmente na superfície ou dentro de furos de sondagem. Em interfaces nas quais a densidade ou velocidade sísmica sofre mudanças, as ondas sísmicas sofrem os fenômenos de difração, refração ou reflexão. As ondas percorrem o meio geológico e sofrem os fenômenos citados e, em seguida, retornam à superfície, onde são captadas em sensores denominados geofones. Os sinais captados pelos geofones são transformados em registros sísmicos nos sismógrafos, cuja análise possibilita obter informações sobre os materiais geológicos.

Os métodos geoeletricos de prospecção geofísica (eletroresistividade, eletromagnético indutivo e georradar) utilizam parâmetros elétricos dos solos e das rochas, como condutividade, resistividade, potencial espontâneo, polarização, campo eletromagnético, para investigar o subsolo. Os valores numéricos e a interpretação da variação destes possibilitam obter informações sobre os materiais que compõem o subsolo. Tais métodos se destacam para aplicação na investigação de áreas contaminadas com o objetivo de identificar o tipo, a quantidade e a formação e a migração de uma possível pluma de contaminação.

3.2 SPT

A Sondagem de Simples Reconhecimento com SPT, em inglês *Standard Penetration Test*, foi desenvolvida nos Estados Unidos no final da década de 1920 e tem sido utilizada na maioria dos países do mundo. No Brasil, esse ensaio de campo foi introduzido em 1939 (Vargas, 1989) e está estabelecido na prática da engenharia, especialmente em projetos de fundações, devido à sua simplicidade, robustez e grande experiência acumulada.

Nessa sondagem, a perfuração do terreno é feita com um trado ou com a circulação de água, utilizando-se um trépano de lavagem como ferramenta de escavação. Amostras representativas do solo são coletadas a cada metro de profundidade por meio de amostrador padrão de diâmetro externo de 50 mm. O procedimento de ensaio consiste na cravação do amostrador padrão em furo de sondagem (revestido ou não), utilizando a queda de um martelo de 65 kg de uma altura de 750 mm. O ensaio SPT consiste em se medir o número de golpes necessários a fazer o amostrador padrão penetrar no solo três trechos

sucessivos de 15 cm cada um. O valor de N do SPT é dado pelo número de golpes necessários à penetração dos últimos 30 cm (Décourt, 1989). A representação esquemática desse ensaio está na Figura 1.

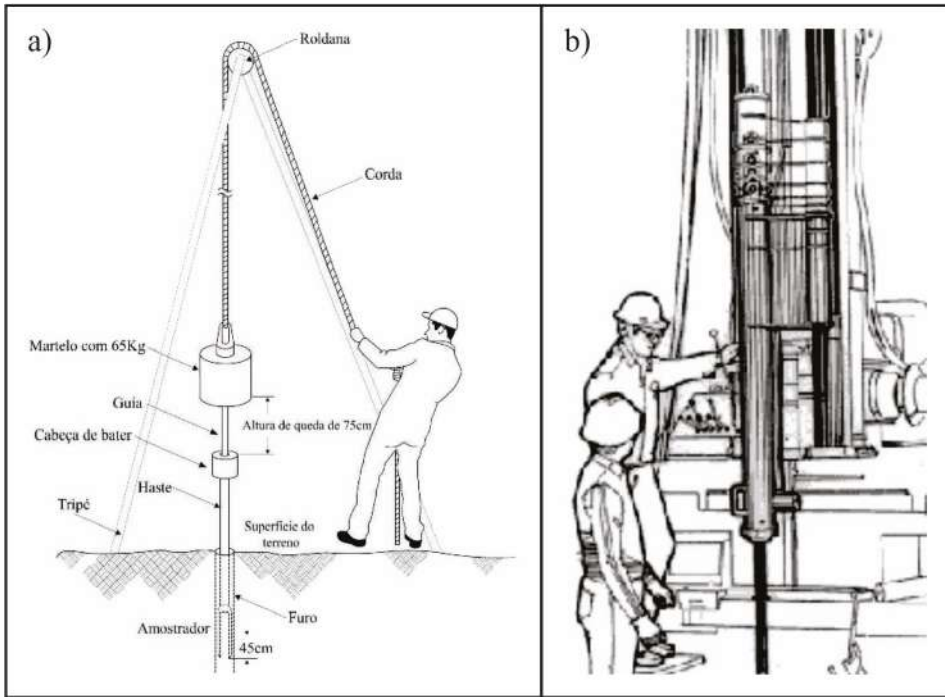


Figura 1 – Representação esquemática de um SPT com: a) um sistema manual (adaptado de Robertson *et al.*, 1992); b) sistema de acionamento automático (adaptado de Baillot & Júnior, 1999)

Ainda nos dias de hoje, apesar de esse ensaio de campo ser regido por norma própria, recentemente revisada no Brasil (ABNT NBR 6484, 2020), muitas empresas continuam executando com equipamento e procedimento não padronizado. Diferentes equipamentos e procedimentos resultam em diferentes energias disponíveis para a cravação do amostrador e, conseqüentemente, diferentes valores de N para um mesmo solo (Cavalcante *et al.*, 2006).

Os fatores que afetam os valores de N do SPT têm sido discutidos por diversos autores e, no Brasil, tem-se os trabalhos de De Mello (1971), Teixeira (1974, 1993), Belincanta (1985, 1998), Décourt (1989), Cavalcante (2002), Odebrecht (2003), Lobo (2009), Lukiantchuki (2012) e Camapum de Carvalho e Gitirana Jr. (2021). Os fatores considerados mais importantes são: os procedimentos de cravação do amostrador, o comprimento da composição, a altura de queda do martelo, o uso ou a falta do coxim de madeira e o tamanho e a massa da cabeça de bater. Esses fatores podem alterar a eficiência da energia do SPT (η) definida pela relação entre a energia potencial teórica do martelo (E_0) e a ener-

gia efetivamente transferida ao amostrador (E_T) na forma de onda longitudinal de compressão que se propaga ao longo da composição de hastes a partir do impacto do martelo na cabeça de bater.

Medições de energia transferida às hastes começaram a serem feitas nos EUA a partir de células de carga elétricas instaladas próximas da cabeça de bater (Palacios, 1977). No Brasil, as pesquisas pioneiras foram realizadas por Belincanta (1985, 1998), empregando instrumentação semelhante àquela usada por Palacios (1977). Os resultados sugeriam que a eficiência era dependente do comprimento das hastes. Mais recentemente, usando-se instrumentação com *strain-gages* e acelerômetros, Cavalcante (2002) e Odebrecht (2003) mostraram que a eficiência praticamente independe do comprimento da composição, com valor médio em torno de 80%.

Assim, no SPT, é necessário conhecer a energia que é efetivamente usada para cravar o amostrador no solo, pois o N medido é inversamente proporcional a essa energia (Schmertmann & Palacios, 1979). Assim, sabendo-se o valor da energia mobilizada em uma sondagem, é possível corrigir o valor do N medido, e calcular o valor do N corrigido para qualquer nível de eficiência de referência. A eficiência que tem sido considerada como padrão é 60% da energia teórica, típica daquela observada em equipamentos e procedimentos empregados dos EUA.

Ranzini (1988) propôs incorporar a medida do torque (T) necessário para mobilizar o atrito/adessão entre o solo e o amostrador do SPT, medindo-se mais um índice nesse ensaio, que passa a ser tratado como o ensaio SPT-T. O autor propôs a Equação 1 para a previsão da parcela de atrito lateral de capacidade de carga de estacas, em que f_T é a tensão de atrito lateral (kPa), T é o torque aplicado (kgf.m) e h é a altura total de penetração do amostrador (cm). Alonso (1996) sugeriu correlações entre f_T e a adesão de diversas estacas, e Décourt (1998) procurou demonstrar que a relação T/N depende da estrutura do solo.

$$f_T = \frac{T}{41,3360 \cdot h - 0,0317} \quad (\text{Eq. 1})$$

Diante do que está posto, são necessárias considerações complementares, de modo que se possibilite uma avaliação mais adequada do comportamento mecânico dos solos a partir do SPT e do SPT-T, pois a interpretação desses resultados é realizada com foco tão somente na energia aplicada, sem que se considerem peculiaridades da energia resistente do solo (Camapum de Carvalho & Gitirana, 2021). Os autores mostram que existe um elo significativo entre os resultados de sondagens SPT-T obtidos em um perfil de solo com intemperismo tropical do Distrito Federal e a sucção, as tensões atuantes e o índice de vazios do solo. Os valores de N e de torque aumentam com a sucção e tensões atuantes e diminuem com o aumento do índice de vazios. Esses autores destacam que, embora não previsto em norma, é relevante que se determinem os perfis de umidade e de índice de vazios, mesmo que de forma preliminar, pois ambos interferem na energia resistente do solo, fruto da sucção atuante, que varia durante o ano e ao longo do perfil. Os autores apontam ainda que o estado de tensão atuante pode se alterar em consequência de intervenções antrópicas após a realização dos ensaios SPT e SPT-T, por exemplo, por escavações, aterros, colocação de grampo, tirantes e mesmo das fundações da obra (Perez, 2017; Ferrari de Campos, 2018).

3.3 CPTu

O ensaio de penetração de cone teve sua origem na Holanda em 1934 e passou a ser uma técnica de investigação do subsolo reconhecida na década de 50. Ponteiros de cone com a possibilidade de medir resistência de ponta, atrito lateral e a poro-pressão foram introduzidas por De Ruiter no início da década de 80 e passaram a ser chamadas de piezocone. Os ensaios de penetração de cone (CPT) ou do piezocone (CPTu) são ensaios de penetração quasi-estática *in situ* que permitem identificar o perfil estratigráfico do subsolo e avaliar preliminarmente os parâmetros geotécnicos dos solos (Lunne *et al.*, 1997).

Nesse ensaio, uma ponteira em forma cônica (Figura 2) é conectada à extremidade de um conjunto de hastes e introduzida no solo a uma velocidade constante igual a 20 mm/s. O cone tem um vértice de 60° e um diâmetro típico de 35,68 mm (10 cm^2 de área). O piezocone possui células de carga que registram a resistência de ponta (q_c) e o atrito lateral (f_s), além de um transdutor que mede a poro-pressão (u).



Figura 2 – Ponteira de um piezocone com representação esquemática das medidas da resistência de ponta (q_c), do atrito lateral (f_s) e da poro-pressão na posição padrão (u_2)

A resistência de ponta (q_c) é tipicamente alta em areias e baixa em argilas, enquanto o atrito lateral (f_s) é baixo em areias e alto em argilas. A partir dos registros de q_c e f_s , calcula-se a razão de atrito, $R_f (=f_s/q_c)$, que é utilizado na identificação e a classificação de solos a partir do emprego de cartas de classificação. Em solos tropicais, cabe destacar que esses comportamentos típicos não se sustentam, requerendo maior atenção na análise dos resultados, sendo relevante obterem-se amostras, o que pode ser feito por meio de amostradores especiais ou realização integrada CPT e SPT.

As cartas de classificação para definição do tipo de comportamento do solo investigado foram propostas por diversos pesquisadores (Robertson *et al.*, 1986; Robertson, 1990, Robertson, 2009; Robertson, 2016) empregando-se os registros da resistência de ponta (q_c) e razão de atrito (R_f) medidos com cones elétricos. O piezocone possibilita que se classifique o solo utilizando-se a poro-pressão pelo índice de poro-pressão (B_q), o que é especialmente interessante para solos moles, nos quais os valores de resistência de ponta são baixos e a geração de poro-pressão é elevada.

Na abordagem direta de interpretação de resultados de ensaios CPT, correlacionam-se empiricamente os valores de q_c e f_s medidos com o comportamento observado em fundações. Essa abordagem tem sido utilizada, em especial no Brasil, onde ocorrem solos tropicais não saturados, que apresentam comportamento não convencional, ou melhor, com suas particularidades. Na abordagem indireta, indicada para previsão de comportamento de areias e argila, os valores de q_c , f_s e u medidos são utilizados para se estimarem os parâmetros de resistência, compressibilidade e permeabilidade do solo a partir de correlações empíricas.

Com a interrupção da penetração de uma ponteira de piezocone em qualquer profundidade de interesse, pode-se realizar o ensaio de dissipação do excesso de poro-pressões geradas, registrando-se os valores de poro-pressão com o tempo. A poro-pressão de equilíbrio definida a partir desse ensaio é uma informação importante para se avaliarem as características hidrogeológicas de um aquífero. Além disso, a interpretação do resultado desse ensaio também possibilita estimativas do coeficiente de compressibilidade horizontal (c_h) e do coeficiente de permeabilidade do solo penetrado (Lunne *et al.*, 1997).

3.4 DMT

O ensaio de dilatômetro plano (DMT) foi desenvolvido na Itália, por Marchetti, em 1974, e introduzido nos Estados Unidos e Europa em 1980. Marchetti (1997) descreve o dilatômetro plano, composto por uma lâmina de aço inoxidável de 14 mm de espessura, 95 mm de largura e 220 mm de comprimento, com uma fina membrana de 60 mm de diâmetro posicionada numa das faces dessa lâmina. O ensaio consiste, basicamente, em cravar a lâmina do dilatômetro, utilizando-se um sistema hidráulico e uma estrutura de reação, de forma equivalente ao que é feito no CPT. Atingida a profundidade de ensaio, normalmente em intervalos de 200 mm, a membrana é inflada, utilizando-se um dispositivo de alta pressão de gás nitrogênio, por meio de uma mangueira que passa pelo interior das hastes usadas para cravação (Figura 3).

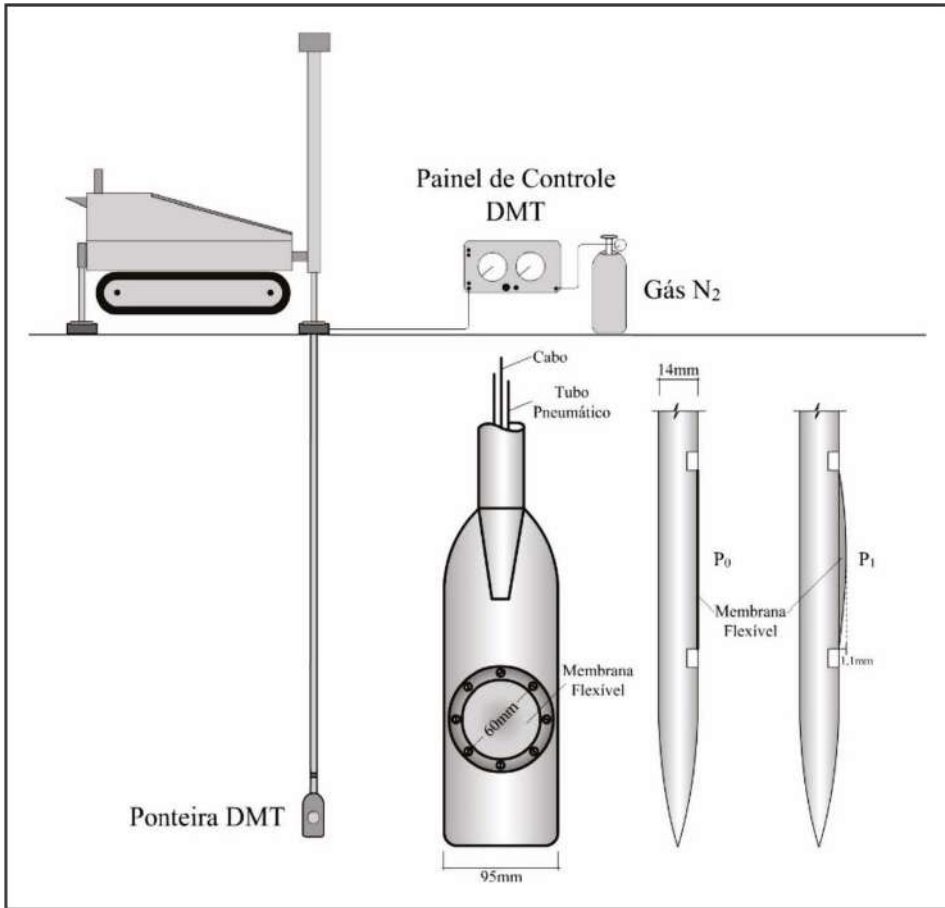


Figura 3 – Representação esquemática de um ensaio de dilatômetro plano (adaptado de Marchetti, 2015)

Abaixo da membrana há um sensor sonoro que indica as pressões necessárias para que ela perca o contato com o equipamento sensível (leitura p_0), e aquela necessária para provocar um deslocamento do centro da membrana de 1,1 mm (leitura p_1), conforme ilustrado na Figura 3. Essas leituras são feitas em um manômetro na caixa de controle e registradas em um formulário padrão ou por meio de um sistema de aquisição de dados. Também pode-se medir o esforço aplicado para cravar a lâmina do DMT, como informação adicional na estimativa de alguns parâmetros dos solos. Detalhes desse ensaio encontram-se em Marchetti *et al.* (2001) e Marchetti (2015).

Segundo Marchetti (2001), a maneira mais apropriada para se usarem os resultados do DMT é interpretá-los em termos dos parâmetros usuais dos solos, abrindo-se uma variedade de aplicações em engenharia. A interpretação dos resultados do DMT começa com o cálculo de três parâmetros intermediários (I_D , K_D e E_D) baseado em correlações

empíricas (Equações 2, 3 e 4, respectivamente) que empregam os valores de p_0 e p_1 , tensão geostática vertical efetiva (σ'_{v0}) e poro-pressão hidrostática no equilíbrio (u_0), em geral assumida em função da posição do nível de água.

$$I_D = \frac{(p_1 - p_0)}{(p_0 - u_0)} \quad (\text{Eq. 2})$$

$$K_D = \frac{(p_0 - u_0)}{(\sigma'_{v0})} \quad (\text{Eq. 3})$$

$$E_D = 34,7 \cdot (p_1 - p_0) \quad (\text{Eq. 4})$$

O Índice do Material (I_D) é calculado para identificar o tipo de solo investigado. Em geral, I_D fornece o perfil do tipo de solo e, em solos “normais” (areias e argilas convencionais), uma descrição razoável da textura desse solo (Marchetti *et al.*, 2001). O índice de tensão horizontal (K_D) é fundamental nesse ensaio, pois é base para várias correlações para estimativa de parâmetros. O módulo dilatométrico (E_D) é determinado a partir das pressões p_0 e p_1 pela Teoria da Elasticidade. E_D , em geral, não pode ser utilizado como o módulo de deformabilidade do solo, especialmente devido à falta de informação sobre o histórico de tensões. Parâmetros de resistência e deformabilidade dos solos podem ser determinados empregando-se correlações empíricas disponíveis na literatura (Marchetti *et al.*, 2001). Passos *et al.* (2002) mostram que esse ensaio pode ser útil na estimativa do grau de anisotropia horizontal do perfil de solo.

3.5 PMT

O pressiómetro (PMT) teve sua origem na França (Ménard, 1975) e, basicamente, é uma sonda composta por um tubo cilíndrico, inserida no terreno e expandida sob condições controladas, seja de tensão ou de deformação. A representação esquemática desse ensaio, após abertura de um pré-furo, encontra-se na Figura 4.

Uma das principais preocupações nesse ensaio é a perturbação que o processo de instalação da sonda pode causar no solo situado no entorno dela. Assim, diferentes tipos de equipamentos estão disponíveis, subdivididos em três tipos: pré-furo, autopercussor e de deslocamento.

A realização desse ensaio possibilita obter uma curva tensão *versus* deformação do material investigado, medindo-se diretamente as tensões *in situ* e o comportamento tensão *versus* deformação numa direção perpendicular ao eixo do furo. Assim, simula-se a expansão assimétrica de uma cavidade cilíndrica infinita, que possui soluções elásticas e elasto-plásticas bem fundamentadas.

A interpretação dos resultados de ensaios pressiométricos pode ser feita por meio de uma abordagem direta baseada em correlações empíricas para a estimativa de capacidade de carga e recalques de estruturas, conforme sugerido por Ménard (1975). Na abordagem indireta, empregam-se modelos para representar o processo de expansão do material ensaiado (Gibson & Anderson, 1961; Hughes *et al.*, 1977).

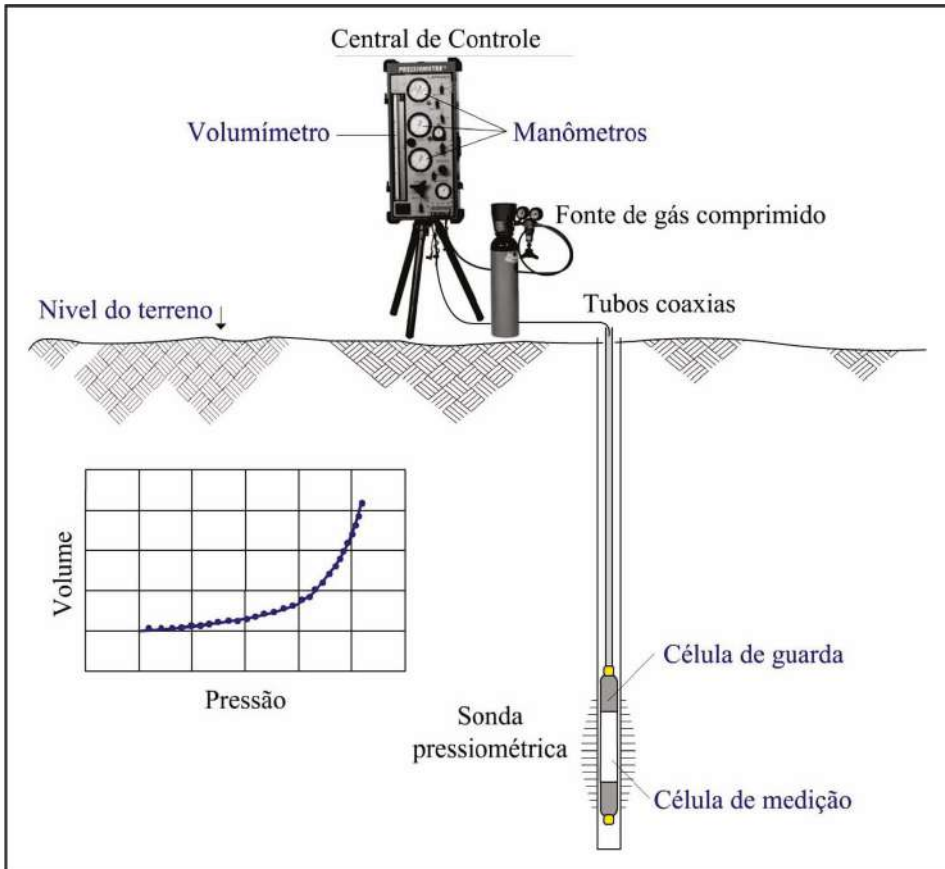


Figura 4 – Representação esquemática de um ensaio com pressiometro pré-furo tipo Ménard (adaptado Schnaid & Oderbercht, 2012)

O PMT é um dos ensaios mais promissores disponíveis para definição de parâmetros de projeto no campo, mesmo com todas as dificuldades de execução e interpretação dos resultados, em especial, os do tipo autopercussor. Destaca-se o fato de que nenhum outro ensaio *in situ* permite realizar uma avaliação realista sobre o comportamento do solo com controle do carregamento para trajetórias de tensões ou de deformações.

3.6 Ensaios híbridos

3.6.1 RCPTu

Nessa técnica híbrida de ensaio, denominada de piezocone de resistividade, tem-se um módulo conectado atrás da ponteira de um piezocone padrão (Figura 5), que permite medir continuamente a resistência a um fluxo de corrente elétrica aplicada ao

solo. Bolinelli Jr. *et al.* (2005) descrevem a execução, calibração e interpretação desses ensaios.



Figura 5 – Piezocone de resistividade

A preparação e a realização de um RCPTu são equivalentes à de qualquer outro ensaio de piezocone. Nele tem-se como recurso adicional um gerador de sinal acoplado ao sistema de aquisição de dados, que controla o nível de corrente e a frequência para as medidas de resistência elétrica. A partir da resistência que o solo oferece à passagem dessa corrente, é possível detectar a presença ou estimar a concentração de certas substâncias presentes no lençol freático.

Davies e Campanella (1995) mostram que há uma grande variação nos valores da resistividade (condutividade) no subsolo, desde $0,01 \Omega.m$ ($106 \mu s/cm$) a $100 \Omega.m$ ($10 \mu s/cm$). Esses autores destacam que a resistividade é bastante sensível à presença de sais dissolvidos, como a contaminantes orgânicos de baixa solubilidade.

A forma mais comum de interpretação dos resultados desse ensaio se dá pela comparação do valor da resistividade medida onde existe indícios de contaminação com um valor de referência, estabelecido pela experiência em ambientes geologicamente similares, onde se sabe que a contaminação não existe (Campanella *et al.*, 1997). Ao se constatarem valores muito discrepantes, amostras de água subterrânea podem ser coletadas em profundidades discretas para uma posterior análise química em laboratório.

3.6.2 SCPT e SDMT

A partir de 1984 (Campanella & Robertson, 1984; Robertson *et al.*, 1986), incorporou-se ao cone um sistema para aquisição de ondas sísmicas, denominado de cone sísmico (SCPT). Ele apresenta as mesmas características de um cone padrão, com um geofone ou um acelerômetro no seu interior, conforme descrito por Stewart e Campanella (1992). Mais recentemente, esse recurso também passou a fazer parte do DMT (Mayne *et al.*, 1999), e essa técnica de ensaio passou a ter as mesmas vantagens do cone sísmico.

O ensaio sísmico *down-hole* em conjunto com o CPT ou com o DMT segue o mesmo procedimento de um ensaio *down-hole* convencional (Figura 6). A velocidade de propagação da onda cisalhante (V_s) pode ser determinada empregando-se métodos distintos, um que resulta num valor médio para todo o trecho percorrido pela onda ou outro que resulta na velocidade V_s por intervalo, que é o mais interessante e mais empregado na investigação do subsolo, calculado conforme a equação que se encontra transcrita na Figura 6.

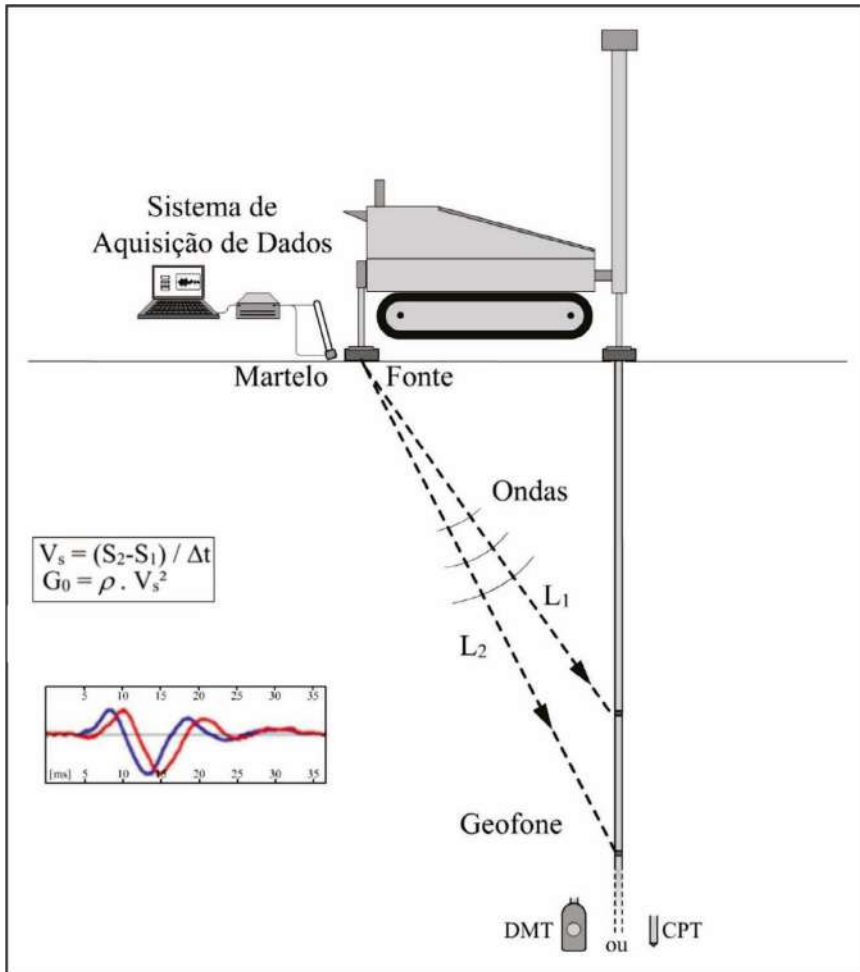


Figura 6 – Representação esquemática um ensaio *down-hole* com um CPT ou com um DMT no final da composição de hastes (adaptado de Stewart & Campanella, 1992)

3.6.3 CPM

O cone pressiômetro (CPM) é composto por uma ponteira de cone elétrico convencional e uma sonda pressiométrica, empregados em conjunto num mesmo ensaio de campo. Essa sonda localiza-se logo atrás do cone, e ambos têm uma área de ponta igual a 15 cm^2 (43,7 mm de diâmetro). A sonda tem um comprimento tal que a relação com o diâmetro seja igual a 10 para garantir uma expansão predominantemente radial da membrana.

O procedimento de ensaio consiste na cravação do cone como normalmente é feito num ensaio CPT. Interrompe-se a penetração da ponteira para se expandir a sonda piezométrica em profundidades pré-estabelecidas pelo operador a partir da identificação do perfil do subsolo baseado nos registros de q_c e f_s . A descrição desse ensaio híbrido é feita por Withers *et al.* (1986). Dessa forma, a execução desse ensaio é bem mais simples do que aquele com o pressiómetro autoperfurante. Por outro lado, sua interpretação é mais complexa, uma vez que a expansão da cavidade cilíndrica ocorre em um solo amolgado pela penetração da ponteira. Por isso, na análise dos resultados desse ensaio para definição dos parâmetros de projeto, deve-se considerar o efeito do processo de instalação.

4. PERFIS DE UMIDADE, SUCÇÃO E CURVA DE RETENÇÃO

Tendo-se em vista o comportamento dos solos não saturados, alternativas relativamente simples podem ser incorporadas para uma melhor interpretação dos resultados, como a determinação da umidade do solo durante a etapa da investigação e o conhecimento da curva de retenção de água do solo determinada em laboratório. Em geral, a umidade dos solos não saturados varia ao longo da profundidade e do tempo e a maior variação geralmente ocorre próximo à superfície do terreno, onde o solo interage com a atmosfera, e diminui com o aumento da profundidade, no entanto, em certas situações, ela pode também ser expressiva próximo ao lençol freático devido a oscilações na franja capilar ou próximo ao extrato menos intemperizado e quase sempre menos permeável, devido ao seu maior potencial de acumulação da umidade proveniente da água que infiltra.

A curva de retenção de água é definida como a relação entre a quantidade de água no solo e a sucção (Fredlund & Xing, 1994). A água pode ser quantificada em termos de umidade gravimétrica (w), umidade volumétrica (θ) ou grau de saturação (S_r), e a sucção pode ser sucção matricial ou osmótica, cuja soma resulta na sucção total. A curva de retenção de água pode ser determinada experimentalmente em laboratório, e a sucção pode ser medida diretamente *in situ*, sendo o tema discutido de modo amplo nos Capítulos 10 e 11 deste livro.

A Figura 7 ilustra curvas de retenção de água unimodal e bimodal com algumas das suas principais características, que serão úteis em discussões que seguem. Além das características indicadas, diversos solos apresentam maior quantidade de água retida na curva de secagem do que na curva de umedecimento para um mesmo valor de sucção e essa peculiaridade é chamada de histerese (Figura 8). A histerese ocorre basicamente devido à presença de ar no solo e à distribuição não uniforme dos tamanhos dos poros. Outras informações sobre a curva de retenção de água podem ser encontradas no Capítulo 10.

Os solos não saturados das regiões de clima tropical sofrem mudanças sazonais de umidade e, por consequência, de sucção devido aos ciclos de umedecimento e secagem. No tocante à variabilidade sazonal desses solos, a umidade é, geralmente, mais fácil de ser obtida do que a sucção, podendo ser determinada, por exemplo, a partir de amostras de solo que são coletadas a trado ou mesmo por meio de sondas do tipo TDR e SPT sem lavagem, entre outras.

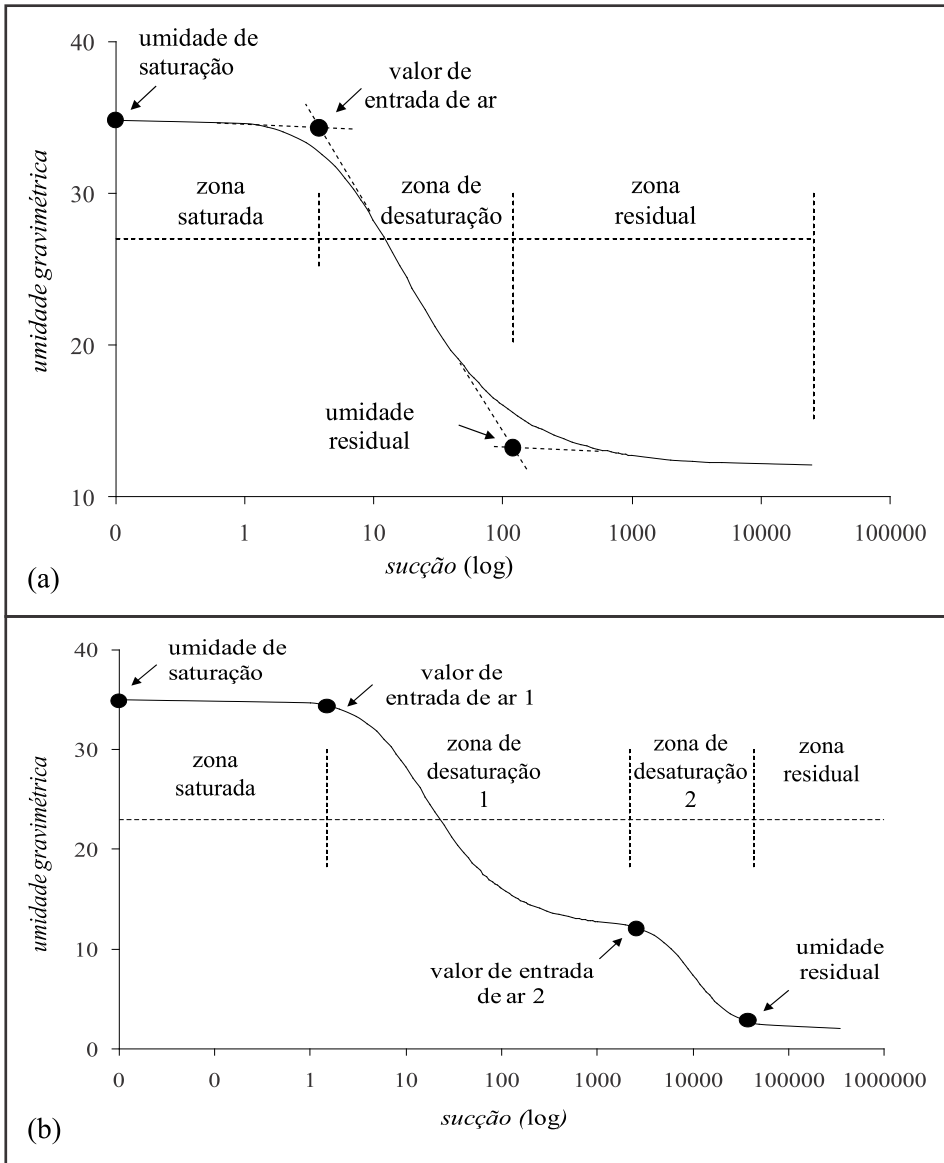


Figura 7 – Curva de retenção de água no solo (a) unimodal e (b) bimodal de secagem

Como o objeto de interesse para a interpretação do comportamento dos solos não saturados é a sucção, uma alternativa interessante, mesmo que simplista, é determinar a umidade e estimar a sucção por meio da curva de retenção de água. Obviamente, medir a umidade e correlacioná-la diretamente com a sucção por meio da curva de retenção de água representa uma estimativa aproximada e deve ser realizada com cautela, pois não só

a curva costuma não representar uma relação única entre umidade e sucção devido à histerese, como em campo o perfil de umidade é dinâmico ao longo do tempo. No contexto da histerese, destaca-se que, para uma mesma umidade, dois valores de sucção são obtidos na curva de retenção de água, conforme ilustrado pelos pontos em azul na curva de umedecimento e vermelho na curva de secagem (Figura 8).

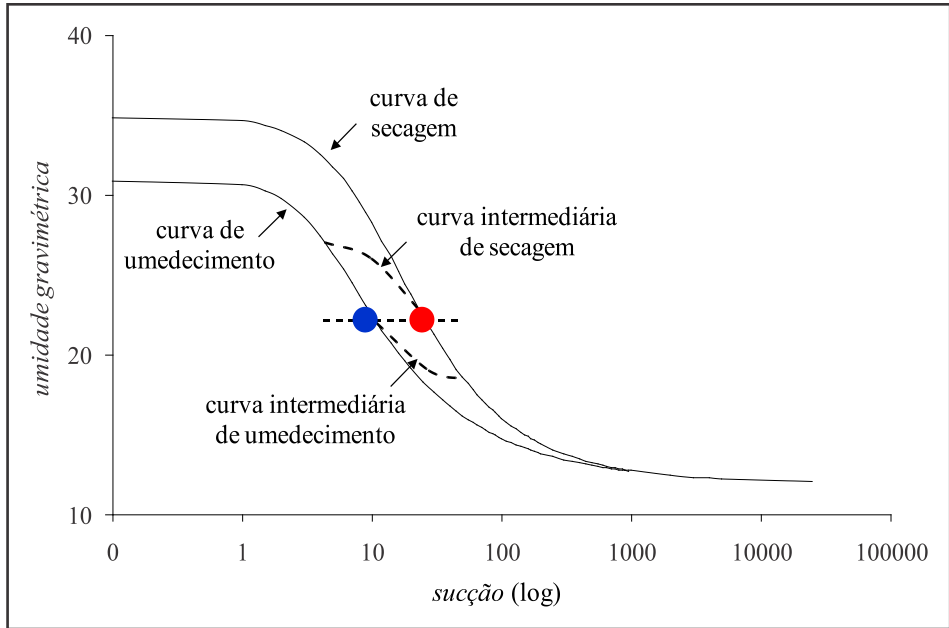


Figura 8 – Curvas de retenção de água unimodal de secagem e de umedecimento com histerese

A umidade obtida a partir do dado no campo não fornece uma indicação clara se a sucção correspondente está sobre a curva de secagem ou sobre a curva de umedecimento. Por outro lado, se a variação da sucção no campo for baixa, como acontece para diversos solos de regiões de clima tropical, onde não há deficiência de umidade, e, claro, se o solo apresentar pouca histerese, a estimativa da sucção pode ser realizada de forma aceitável. Portanto, a estimativa indireta da sucção *in situ* utilizando-se medidas de umidade obtidas em campo e a curva de retenção de água obtida em laboratório pode ser aplicada com menor restrição de validade desde que o solo não apresente histerese significativa no intervalo de sucção correspondente a variação sazonal de umidade.

Uma alternativa que pode ser incorporada para melhor interpretação dos resultados dos ensaios *in situ* é medir diretamente a sucção no campo por meio de tensiômetros, sensores de matriz granular, dentre outros instrumentos. Essa alternativa é melhor, evidentemente, porém, necessita de instrumentação própria, manutenção periódica dessa instrumentação e o custo, embora aparentemente alto para a aquisição, instalação, manutenção e coleta dos dados, deve ser ponderado em relação ao custo da obra e aos riscos inerentes

ao desconhecimento das sucções atuantes no maciço. Uma técnica interessante para se avaliar indiretamente o impacto das variações da sucção no comportamento do maciço é a avaliação temporal do índice de umidade do solo nele, contextualizando-se os resultados das sondagens e provas de carga (Mascarenha, 2003).

Em áreas marcadas por sazonalidade, como nas regiões de clima tropical, a incorporação dessas alternativas é fundamental, principalmente na zona ativa, conforme discutido nos Capítulos 17 e 27. A zona ativa é comumente definida como a região de flutuação de umidade e sucção de um solo não saturado, em que a umidade e a sucção mudam sazonalmente devido às variações climáticas (Fredlund & Rahardjo, 1993; Nelson *et al.*, 2001).

Como ilustração, os dados experimentais de Rocha (2018) mostram perfis de umidade obtidos a partir de sete campanhas de ensaios realizadas no campo experimental da Unesp de Bauru-SP (Figura 9). Para as campanhas realizadas na condição de umidade de campo (Figura 9a), é possível observar não apenas uma dinâmica temporal ao longo do ano como entre anos. Por exemplo, o perfil de umidade em abril de 2016 é bastante distinto do registrado em abril de 2017, ou seja, as avaliações devem cobrir períodos mais amplos considerando-se os níveis e distribuição das precipitações. A Figura 9b determinada em cava inundada aponta para o fato de que vazamento e infiltrações de águas pluviais e servidas podem promover uma elevada ampliação da umidade do solo.

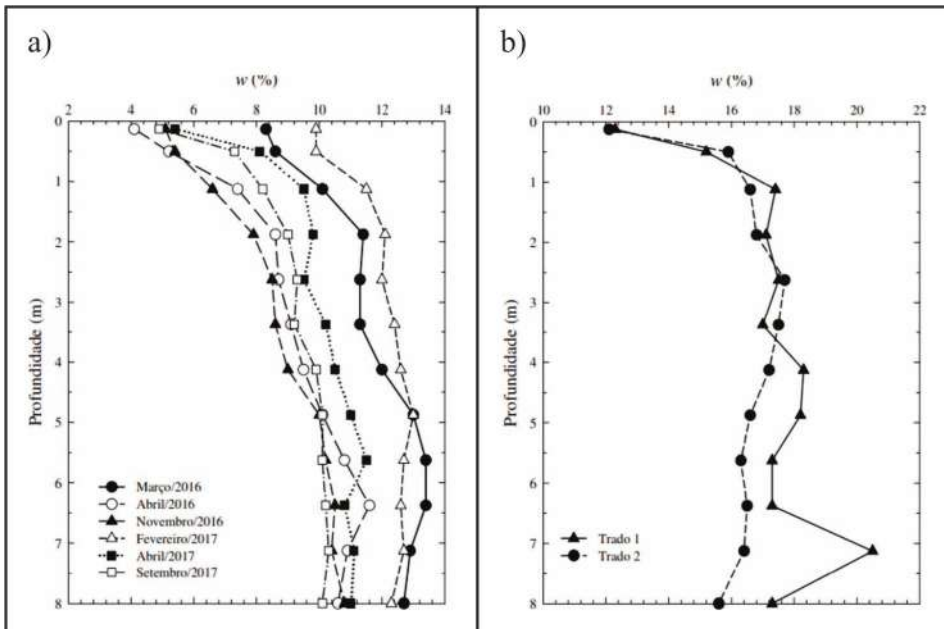


Figura 9 – a) Perfis de umidade determinados nas seis campanhas realizadas em condição natural; b) perfis de umidade determinados em cava inundada (Rocha, 2018)

Na Figura 10, são apresentados os resultados de precipitação e do monitoramento da sucção a 0,4, 0,9, 2,0, 3,0, 4,0 e 5,0 m de profundidade para o mesmo local onde foram determinados os perfis de umidade mostrados na Figura 9. Observa-se, nessa figura, que, como as sucções foram determinadas ao longo do perfil, não existe uma coincidência entre os picos de precipitação e de sucção, o que mostra a relevância da contextualização temporal e espacial das precipitações, da umidade e da sucção atuando ao longo do perfil.

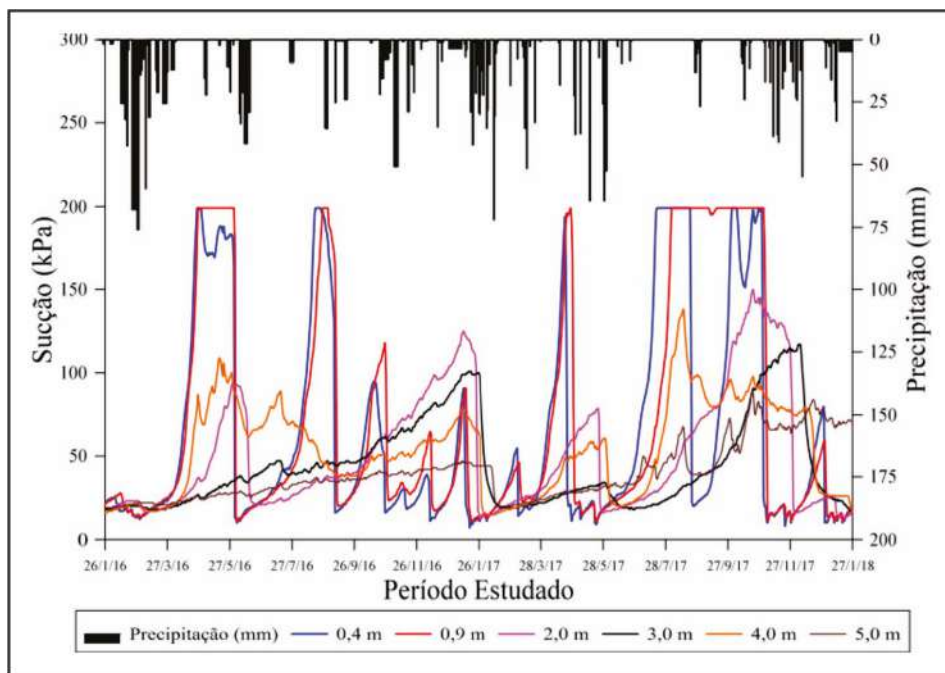


Figura 10 – Valores de sucção e de precipitação ao longo do tempo (Rocha, 2018)

Em geral, os resultados mostrados na Figura 11 para o perfil de solo ora analisado indicam que as medidas de sucção são dependentes da precipitação pluviométrica, mas não exatamente concomitante, pois dependem da infiltração da água que avança no perfil com o tempo, refletindo em variações de sucção mais rápidas e maiores nos horizontes mais superficiais, onde o solo interage com a atmosfera, diminuindo com o aumento da profundidade (Saab, 2016). Na interface solo-atmosfera, os gradientes associados aos fluxos de água, de ar e de calor são maiores e, por isso, as medidas de sucção a 0,4 e 0,9 m de profundidade são mais sensíveis a tais variações. A sucção a 3,0, 4,0 e 5,0 m de profundidade sem que perca relevância é menos afetada pela precipitação do que na superfície do terreno.

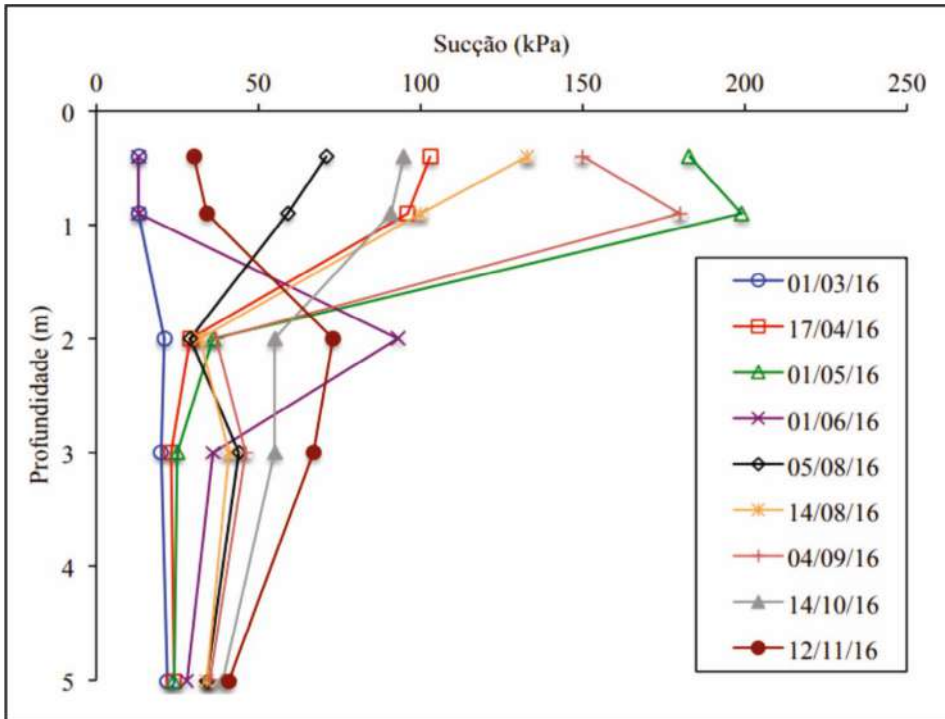


Figura 11 – Perfis de sucção (Saab, 2016)

5. ENSAIOS DE CAMPO E VARIABILIDADE EM SOLOS NÃO SATURADOS

De acordo com Wickremasinghe (1989), a variabilidade é um aspecto que deve ser adequadamente avaliado na investigação do subsolo, uma vez que leva a incertezas na definição do perfil do subsolo e na estimativa de parâmetros geotécnicos. Ela é controlada pelos agentes formadores e transformadores atuantes e ambiente de formação, erros de medida e quantidade limitada de dados (De Mio, 2005).

Conforme já apresentado, a caracterização estratigráfica, em especial para projetos geotécnicos, consiste na compartimentação do maciço em unidades razoavelmente homogêneas. A identificação das transições entre unidades, a classificação dos vários tipos de solo e a identificação da variabilidade interna na escala é necessária em nível de detalhe exigido pelo projeto em função das condições geológicas de cada local. O entendimento da história geológica da área é fundamental na interpretação dos ensaios de campo, principalmente na etapa de integração entre ensaios pontuais, para identificação da geometria e variabilidade dos solos. A quantidade de processos ou de variáveis independentes que contribuem para a formação do perfil de solo normalmente aumenta essa variabilidade (De Mio, 2005).

Assim, na investigação do subsolo, trabalha-se com incertezas devido às condições geológicas que afetam os parâmetros geotécnicos. Em perfis de solos não saturados, ocor-

rem variações sazonais devido, dentre outros, à infiltração de água refletindo na umidade do solo e mudanças na posição do nível da água quando presente, à cobertura e uso do solo, à geomorfologia e à orientação das vertentes. A variabilidade dos solos, seja devido às condições geológicas ou sazonais, influenciam o grau de incerteza para a definição dos parâmetros geotécnicos e na tomada de decisão no projeto e execução da obra.

Mesmo com todas essas incertezas, em muitos projetos geotécnicos, a definição da representatividade dos parâmetros é qualitativa. De Mio (2005) destaca que a obtenção da distribuição e variação das propriedades do solo frequentemente resumem-se na avaliação de alguns registros da propriedade medida por um profissional experiente e numa escolha empírica de um valor representativo com base na experiência, sendo, no entanto, indispensáveis o conhecimento técnico e a reflexão. O uso de análises racionais das incertezas baseado em teoria da confiabilidade é, em certos casos, mais adequado para a tomada de decisões de engenharia em um meio físico heterogêneo e variável para tratar as incertezas devido à variabilidade natural dos solos, seja espacial ou sazonal.

O entendimento das variações espaciais e sazonais dos índices e parâmetros geotécnicos depende, dentre outros, do conhecimento da geologia, da hidrologia, da hidrogeologia, da geomorfologia, do microclima, do uso e ocupação do solo passado, presente e futuro.

A investigação geotécnica de regiões de clima tropical, típicas pela presença de espessos mantos de solos não saturados, deve considerar a influência de variações sazonais devido à alternância de períodos de chuva e seca, os quais proporcionam a movimentação da água no solo, seja pela presença de uma zona ativa com infiltração e secagem, seja pela variação da posição do lençol freático.

Os solos tropicais possuem heterogeneidades advindas dos agentes e condições formadoras do solo e, muitas vezes, têm nível de água freático profundo ou mesmo inexistente. A influência da condição não saturada no comportamento desses solos ocorre pelo efeito da sucção, que tem uma relação direta com o teor de umidade. Logo, a variação do teor de água no solo pode acarretar variações importantes nos índices e parâmetros medidos por meio dos ensaios de campo, e, assim, no comportamento mecânico do solo.

Mondelli *et al.* (2004) apresentam e discutem resultados de ensaios de piezocone realizados no campo experimental da EESC-USP (Figura 12). Esses autores demonstram a importância da avaliação da variabilidade espacial do solo nas correlações entre parâmetros. Para fins de análise, os autores compartimentaram o perfil do subsolo e utilizaram a relação entre a resistência de ponta e o N do SPT (q_c/N). Eles concluíram que há variações sensíveis nos valores da relação q_c/N , atribuídas à variabilidade do solo. Esses resultados indicam que a utilização e validação de correlações, bem como os próprios parâmetros determinados a partir dessas correlações, devem ser sempre avaliadas considerando-se a variabilidade do solo. Os autores também observam a variação dos resultados de q_c e f_s nos horizontes mais superficiais do solo, e atribuem essa variação aos efeitos da sazonalidade, que pode ter alterado a sucção do solo e, assim, a resistência dele. As amostras coletadas com SPT e identificadas tátil e visualmente e por granulometria conjunta sem defloculante indica que o perfil é composto por um solo arenoso, enquanto a interpretação dos resultados de CPTu, segundo os ábacos de classificação, indicam que parte do perfil tem comportamento de solo siltoso ou argiloso.

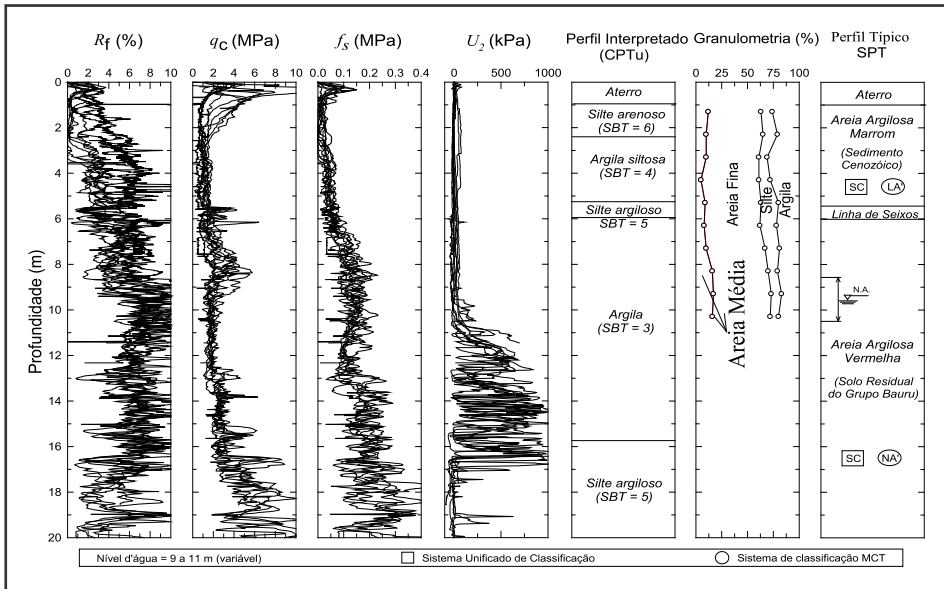


Figura 12 – Resultados de ensaios CPTu, composição granulométrica e perfil interpretado a partir de ensaios SPT para o campo experimental da EESC-USP (adaptado de Mondelli *et al.*, 2004)

Camapum de Carvalho e Pereira (2001) e Camapum de Carvalho e Gitirana Jr. (2021) avaliaram a influência da sucção em resultados de ensaios de campo a partir de resultados de ensaios SPT e SPT-T em um solo poroso colapsível de Brasília e mostraram a importância de se normalizar a sucção em relação ao índice de vazios do solo. Concluíram que os resultados de ensaios são afetados pelo estado do solo não saturado no momento do ensaio, ou seja, há uma forte relação entre a variação da sucção, N (Figura 13) e o torque. Camapum de Carvalho e Gitirana Jr. (2021) mostraram ainda a relevância não só da sucção como das tensões verticais nos resultados de N do SPT e das tensões horizontais na análise de resultados de torque oriundos de ensaios SPT-T, colocando em evidência a relevância da geomorfologia, muitas vezes, alterada pela própria obra após as sondagens preliminares.

Hryciw e Dowding (1987) avaliaram, em laboratório, a influência da condição não saturada em resultados de ensaios CPT realizados em areias não saturadas. Os autores discutem que, em um solo não saturado, seu comportamento mecânico é diretamente influenciado pelas três fases constituintes (sólida, líquida e gasosa) e suas interações. Nesse sentido, os autores citam que podem existir três sistemas formados pela interação entre essas fases. Para baixos valores de grau de saturação, a fase gasosa é contínua, enquanto a fase líquida não. Com o aumento do teor de umidade, um sistema intermediário é alcançado, em que cada fase (líquida e gasosa) pode ser contínua em distâncias curtas, entretanto, nenhuma fase é totalmente contínua. Um terceiro sistema consiste em bolhas de gás aprisionadas e uma fase aquosa contínua. Os autores denominaram esses três sis-

temas como água fechada (*closed-water system*), bi-aberto (*bi-opened*) e gás fechado (*closed-gas system*), respectivamente.

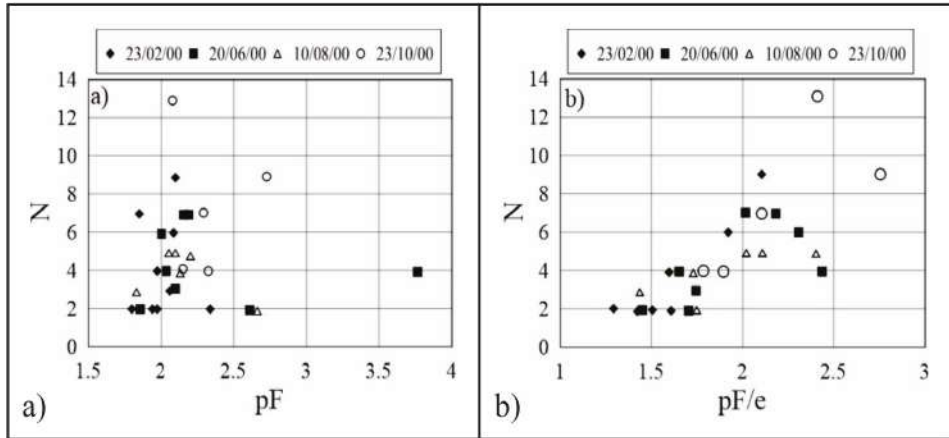


Figura 13 – Relação entre resultados do ensaio SPT e sucção (a), e sucção normalizada (b) (adaptado de Camapum de Carvalho & Pereira, 2001)

Hryciw e Dowding (1987) apresentaram os resultados de ensaios CPT realizados para valores de grau de saturação de 5% e 9% (*closed-water system*), valores característicos da zona capilar em perfis de solos não saturados. Os autores constaram que os valores de q_c são bem maiores do que aqueles medidos na condição saturada. Além disso, verifica-se que, quanto menor o grau de saturação, maior será o valor de q_c , uma vez que maior será o estado de tensões (função da sucção no solo) atuante no solo.

Tan (2005) discute a necessidade de métodos para a interpretação de ensaios piezométricos (PMT) e CPT em solos não saturados, uma vez que, na prática, grande parte desses ensaios são realizados em perfis de solos não saturados, principalmente em regiões áridas do mundo. O autor investigou a influência da sucção nos resultados de ensaios PMT e CPT realizados em câmara de calibração pelo uso de mini PMT e mini CPT. Por meio de análise estatística, os autores verificaram influência significativa da sucção nos resultados desses ensaios. Além disso, análises realizadas por meio de equações baseadas na teoria de expansão da cavidade mostraram que a deformação volumétrica do solo na zona de influência diminui com o aumento da sucção presente no solo. A partir dos ensaios realizados, o autor verificou que a resistência de ponta (q_c) e a pressão limite (P_L) aumentam com o aumento da sucção e do peso específico seco do solo (γ_d).

Lehane *et al.* (2004) verificaram a influência da sucção do solo em resultados de ensaios CPT, que foram realizados em dois locais em Perth, Austrália. Uma campanha foi realizada em uma área sem vegetação, e outra campanha foi realizada em área com vegetação nativa em grande quantidade (eucaliptos), gerando, por consequência, variação nos perfis de umidade e sucção. Essa vegetação apresentava sistema ramificado de raízes e uma raiz que se estendia até o nível d'água. Os ensaios foram realizados no final do pe-

ríodo de seca (aproximadamente, 30 mm de chuva nos seis meses anteriores) e no final do período de chuva (aproximadamente, 600 mm de chuva nos três meses anteriores). Os autores apresentaram perfis de q_c , f_s e G_o obtidos nas duas estações, realizados por duas empresas distintas (empresa 1 e empresa 2). Eles concluíram, a partir das interpretações dos resultados de campo, que:

- Os valores de q_c medidos por ambas as empresas, em um mesmo local, apresentam boa concordância. Entretanto, os valores de f_s medidos pelas empresas diferem. Essa diferença pode ser devida ao desgaste da luva de atrito empregada pela empresa 1, bem como ao fato de a empresa 1 apresentar uma única célula de carga para a medida de q_c e f_s .

- Perfis de q_c , f_s e G_o obtidos nos períodos seco e chuvoso na área sem vegetação são semelhantes, não exibindo influência da sazonalidade.

- Entretanto, os perfis de q_c , f_s e G_o obtidos na área com vegetação apresentam influência significativa da sazonalidade. Por exemplo, entre três e quatro metros de profundidade, os valores de q_c medidos no período seco são da ordem de duas vezes maiores do que aqueles medidos no período de chuva.

- Os valores de q_c , f_s e G_o medidos na área com vegetação no final do período chuvoso são muito similares aos valores registrados ao longo do ano na área sem vegetação.

Essas discrepâncias são função da sazonalidade nos valores de grau de saturação (S_r) e, conseqüentemente, da sucção. Os autores discutem que a absorção de água pelas raízes das árvores acarreta a diminuição de S_r , aumentando a sucção do solo até, aproximadamente, 125 kPa, proporcionando elevados valores de q_c , f_s e G_o .

Collins e Miller (2014) apresentam resultados de ensaios CPT (q_c e f_s), perfis de umidade e de sucção de ensaios realizados em diferentes épocas. Os resultados indicam grande influência da sucção do solo nos resultados dos ensaios CPT. Os valores de q_c tendem a diminuir com a redução da sucção, enquanto em f_s se observou o oposto.

Pournaghiazar *et al.* (2013) apresentam resultados de ensaios de cone elétrico em miniatura realizados em amostras de areia limpa quartzosa não saturada, utilizando-se uma câmara de calibração com tensão confinante e sucção controladas (Figura 14). Os autores avaliaram a influência da tensão de confinamento, densidade relativa e sucção nos resultados de q_c . Para amostras fofas (solo com densidade relativa de 33%), sucções de 25 e 200 kPa, o valor de q_c aumentou 24% e 50%, respectivamente, para uma tensão de confinamento de 50 kPa (Figura 14a), e 14 e 31% quando a tensão de confinamento era de 100 kPa (Figura 14b). Além disso, os autores demonstram que a incorporação da sucção nas tensões efetivas por meio de χ (parâmetro de tensão efetiva proposto por Bishop, 1959) possibilita uma adequada caracterização de solos não saturados (por exemplo, estimativa de ângulo de atrito e densidade relativa). Esse comportamento é devido à areia limpa não saturada não apresentar *suction hardening* e se comportar como um material drenado durante a penetração do cone em qualquer condição (seca, saturada e não saturada). Os autores concluem que a influência da sucção nos resultados de ensaios CPT é mais pronunciado para areias menos compactas e nas camadas mais superiores do perfil de solos não saturados (até 5 m).

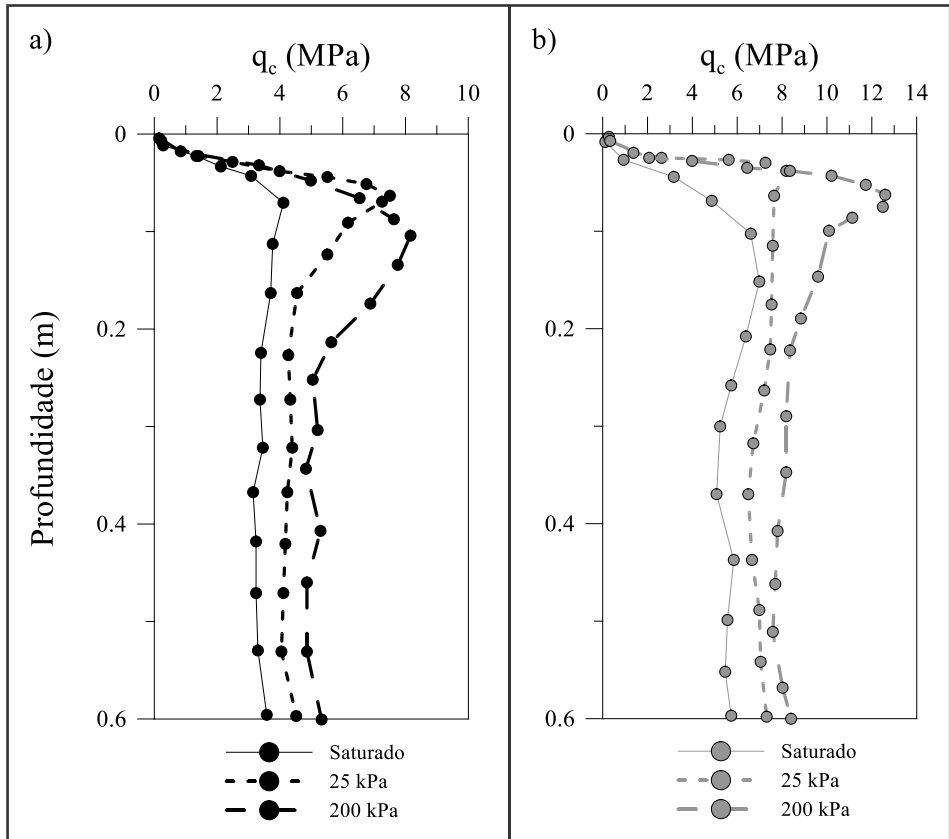


Figura 14 – Dados de q_c vs profundidade para densidade relativa de 33%, tensão de confinamento de 50 kPa (a) e 100 kPa (b), variando sucção em $s = 0, 25$ e 200 kPa. (adaptado de Pournaghiazar *et al.*, 2013)

Russell e Reid (2016) discutem a influência da sucção em ensaios CPT realizados em câmara de calibração, bem como sua influência na identificação do comportamento do solo. Os autores apresentam três estudos de caso em que não considerar o efeito da sucção levou a uma classificação inadequada do tipo de solo, bem como o tipo de comportamento na ruptura (contrátil e dilatante).

A Figura 15a apresenta a classificação do tipo de solo para a areia de Sydney com os efeitos da sucção incorporados na tensão vertical efetiva (σ'_v), cujos símbolos circulares em branco representam os ensaios CPT realizados na condição saturada ou seca e símbolos circulares hachurados os ensaios na condição não saturada. Além disso, são apresentados os dados quando os efeitos da sucção são ignorados, isto é, quando σ'_v é considerado igual à tensão total (σ_v) para ensaios na condição não saturada com símbolos em cruz. Observa-se que, para todas as condições (saturada, seca e não saturada), os dados localizam-se na região 6, classificando-se o material como uma areia limpa. A incorporação do

efeito da sucção nos resultados do ensaio CPT levaram a uma classificação adequada do solo. Entretanto, a não consideração do efeito da sucção (símbolos em cruz), indicam um comportamento mais dilatante do material, embora isso não interfira na sua classificação. Nesse sentido, destaca-se que se deve considerar a sucção nos resultados de ensaios CPT, permitindo-se uma classificação mais adequada do tipo de solo, bem como o comportamento na ruptura.

A Figura 15b apresenta os dados de ensaios CPT realizados em uma areia marinha quartzosa com 8% de finos (Lee *et al.*, 1999). Nesse caso, não foram incorporados os efeitos da sucção em σ'_v . Símbolos triangulares hachurados representam dados dos ensaios na condição saturada e os símbolos triangulares em branco os dados na condição não saturada (onde σ'_v é considerado igual a σ_v). Observa-se que os símbolos hachurados se encontram nas regiões 4 e 5, correspondentes a misturas de siltes e areias, respectivamente. Além disso, o solo apresenta comportamento ligeiramente dilatante, exceto em um ponto. Já os símbolos em cruz estão localizados na região 6, classificando o comportamento do solo erroneamente como uma areia limpa muito dilatante. A mudança drástica na classificação do solo é função da não consideração da sucção nas tensões efetivas, função do teor de finos. Outra característica consiste no fato de que, para solos saturados com mais do que 5% de finos, a penetração do cone ocorre numa condição parcialmente não drenada, e apresente comportamento drenado na condição não saturada, influenciando o comportamento do solo.

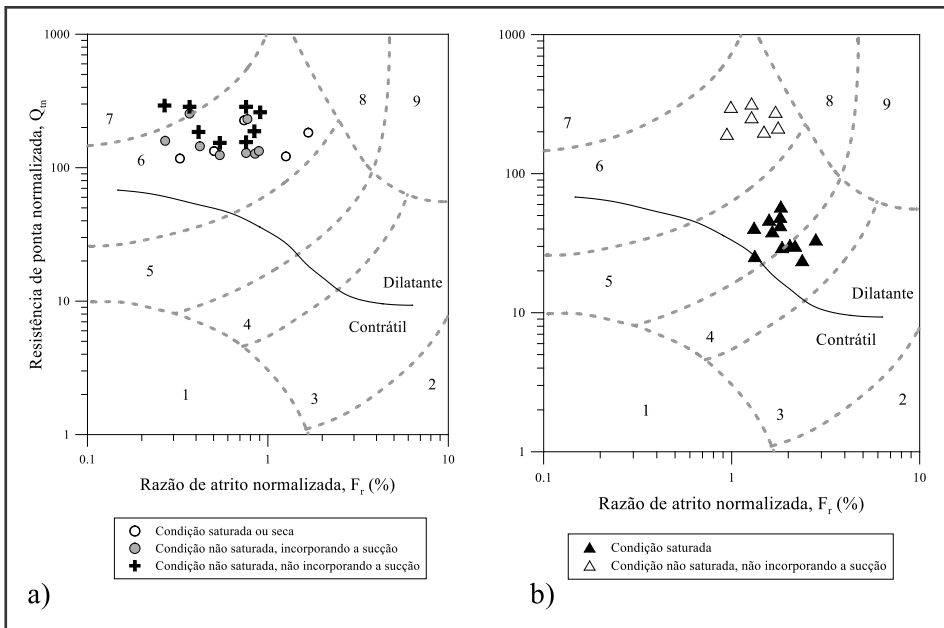


Figura 15 – a) Ensaios CPT realizados a) na areia de Sydney incorporando e não incorporando o efeito da sucção nos valores de q_c e f_s ; b) em uma areia marinha com mais do que 8% de finos (adaptado de Russell & Reid, 2016)

Os autores concluem que o efeito da sucção nos resultados de ensaios CPT é mais pronunciado para baixos valores de densidade relativa (D_r). Além disso, os efeitos da sucção são mais significativos à medida que a tensão de confinamento líquida ($\sigma - u_a$) diminui. Nesse sentido, em situações de não saturação, os efeitos da sucção nos ensaios de campo são mais evidentes nas camadas mais superficiais do solo (até 5 m), onde as variações sazonais de umidade são mais amplas.

Yang e Russell (2016) apresentam resultados de ensaios CPT realizados em câmara de calibração em uma areia siltosa não saturada. Os ensaios foram realizados em amostras confeccionadas por meio de compactação estática. As tensões de confinamento impostas foram de 60, 120 e 240 kPa, para índices de vazios iguais a 0,65, 0,64 e 0,59, respectivamente. Os ensaios foram realizados em amostras com sucções de 24, 37 e 72 kPa. Os autores verificaram que, para a sucção de 37 kPa, q_c é 50% maior do que q_c para sucção de 24 kPa, e que, para a sucção de 72 kPa, o valor de q_c é 55% maior do que o valor de q_c para a sucção de 24 kPa. Vale ressaltar que esses valores estão entre 0,3 e 0,5 m de profundidade em região não afetada pelo efeito de borda.

De modo equivalente ao que foi feito por Pournaghiazar *et al.* (2013) e Russell e Reid (2016), os autores observaram que os efeitos da sucção são mais significativos à medida que a tensão de confinamento líquida ($\sigma - u_a$) e a densidade relativa diminui, logo, os efeitos da sucção nos resultados de ensaios de campo devem ser considerados nas camadas mais superficiais do solo, onde é mais comum que o solo esteja na condição não saturada.

Zawadzki e Bajda (2016) apresentam e discutem a influência da variação do teor de umidade do solo em resultados de ensaios CPTu realizados em solo arenoso em um dispositivo específico para trabalhar com amostras de grande dimensão. Os autores observaram que as alterações no teor de umidade influenciaram tanto a resistência de ponta corrigida (q_t) como o atrito da lateral (f_s) e que os valores medidos no solo em condição não saturada podem ser duas vezes maiores que os medidos em condição saturada, o que leva a uma sobre-estimativa de parâmetros de projeto. Os autores concluíram que a condição não saturada de solos arenosos é importante e deve ser considerada na interpretação de ensaios CPTu. Esse fato é particularmente relevante para os dados obtidos na zona ativa, onde há mudanças dinâmicas mais amplas da saturação do solo a partir de fatores externos, tais como a precipitação e a evapotranspiração. Zawadzki e Bajda (2016) propuseram uma equação simples para corrigir o valor da resistência da ponta devido à influência do grau de saturação para definir o valor de q_c no estado saturado. Os autores destacaram que a sua aplicabilidade e suas limitações depende de uma revisão e estudos adicionais.

Santos (2003) avalia o efeito da sazonalidade em ensaios DMT na argila porosa de Brasília. Duas campanhas de ensaios DMT foram realizadas, uma na estação chuvosa e outra na estação seca em dois locais (Local A e Local B). Na Figura 16, são apresentados os perfis de umidade para ambos os locais (A e B) e estações e, na Figura 17, os perfis de p_0 e p_1 determinados no Local A. A variação percentual média entre os valores de p_0 foi de 10,7% e 16,2% para o Local A e Local B, respectivamente. Nesse caso, o autor constatou pouca influência da sazonalidade nos parâmetros medidos e estimados pelo DMT.

O autor também fez a estimativa de parâmetros geotécnicos a partir das correlações clássicas desenvolvidas para o DMT (Marchetti, 1980). Os parâmetros geotécnicos determinados desse modo apresentaram variações sazonais de 4,8, 0,4, 13,6 e 9,8%, respectivamente, para os valores médios de K_0 , ϕ' , M_{DMT} e E_{25} .

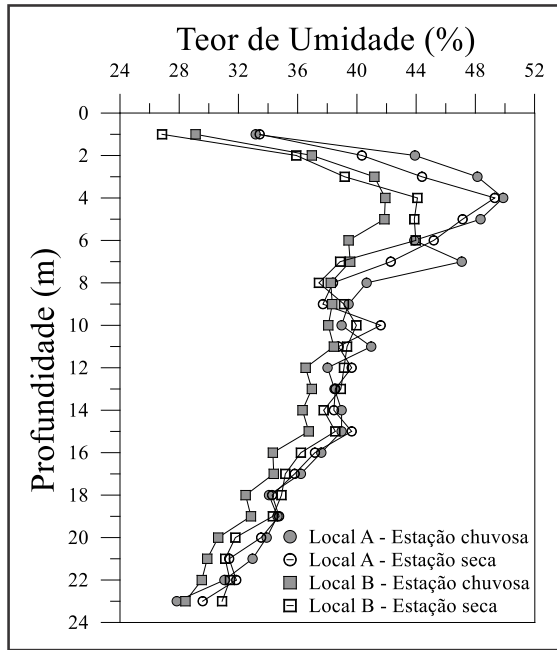


Figura 16 – Perfis de Umidade do Local A e B nas diferentes condições climáticas (adaptado de Santos, 2003)

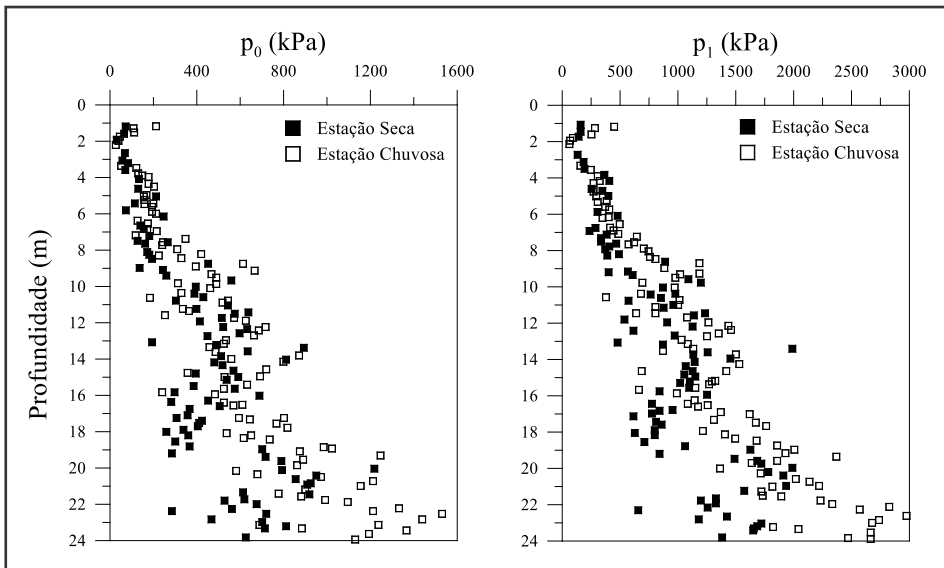


Figura 17 – Pressões p_0 e p_1 do ensaio DMT realizado no Local A nas diferentes condições climáticas (adaptado de Santos, 2003)

É importante salientar que a análise realizada por Santos (2003) se baseou apenas na variação do teor de umidade. No entanto, o comportamento mecânico dos solos não saturados é dependente das variáveis de estado, no caso, a sucção, e não apenas do teor de umidade, pois nela interferem outros fatores, como porosidade, propriedades químicas do meio e temperatura. Assim, para análises como essa, recomenda-se que se proceda ao controle da sucção *in situ* ou que elas sejam consideradas por meio de estimativas, utilizando-se a curva de retenção de água do solo a fim de se avaliar de fato o efeito da sucção na medida e estimativa de parâmetros do solo pelo ensaio DMT. Nesse sentido, curvas de retenção de água no solo obtidas por Guimarães (2002) para o solo do campo experimental da UnB (Figura 18) foram utilizadas com a intenção de avaliar se houve variação significativa da sucção nas diferentes estações climáticas (seca e chuvosa) investigadas.

Na Figura 18, as curvas de retenção estão representadas em função do grau de saturação (S_r). Assim, fez-se a estimativa do S_r de campo por meio de índices físicos das amostras ensaiadas por Guimarães (2002) e do teor de umidade medido por Santos (2003).

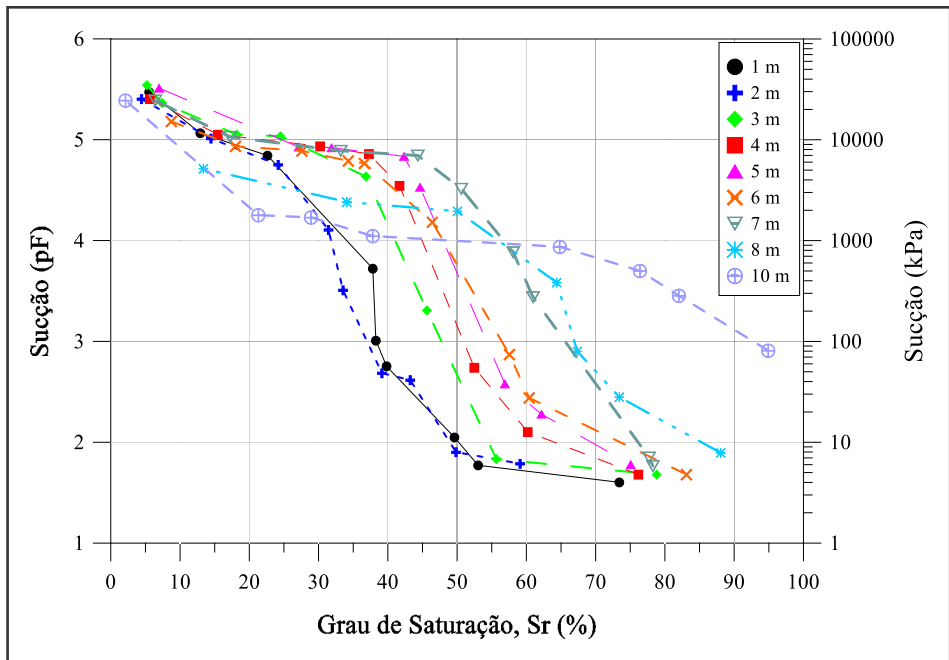


Figura 18 – Curvas de retenção de água do solo do campo experimental da UnB (adaptado de Guimarães, 2002)

Na Tabela 1, são apresentados os índices físicos utilizados na estimativa do grau de saturação (S_r), e, a partir daí, fez-se a estimativa da sucção. A Figura 19 apresenta os valores de teor de umidade e , conseqüentemente, os valores de sucção para ambos os locais (Local A e Local B) nas duas condições climáticas avaliadas. Interpretando-se os resul-

tados apresentados na Figura 19, observa-se que os valores de sucção são relativamente baixos, além da pouca variação nas condições climáticas avaliadas. Isso justifica a pouca influência da condição não saturada nos resultados dos ensaios DMT realizados por Santos (2003).

Tabela 1 – Índices físicos utilizados na estimativa do grau de saturação (S_r)
(adaptado de Guimarães 2002 & Santos 2003)

Índices Físicos	Profundidade (m)									
	1	2	3	4	5	6	7	8	10	
γ_s (kN/m ³)	26,86	26,78	26,11	25,97	26,94	25,75	26,52	26,25	27,62	
γ_d (kN/m ³)	10,32	10,41	11,49	11,46	11,96	11,98	12,82	13,84	13,29	
e	1,60	1,57	1,27	1,27	1,25	1,15	1,07	0,89	1,08	
n (%)	61,6	61,1	56,0	55,9	55,6	53,5	51,7	47,2	51,9	
w (%) Local A - chuvosa	33,11	43,60	47,82	49,54	48,03	43,68	46,84	40,42	38,86	
w (%) Local A - seca	29,06	36,84	40,98	41,74	41,69	39,24	39,42	38,10	37,93	
w (%) Local B - chuvosa	33,29	40,17	44,22	49,00	46,80	44,86	42,16	38,23	41,44	
w (%) Local B - seca	26,78	35,69	39,03	43,85	43,59	43,72	38,69	37,13	39,79	

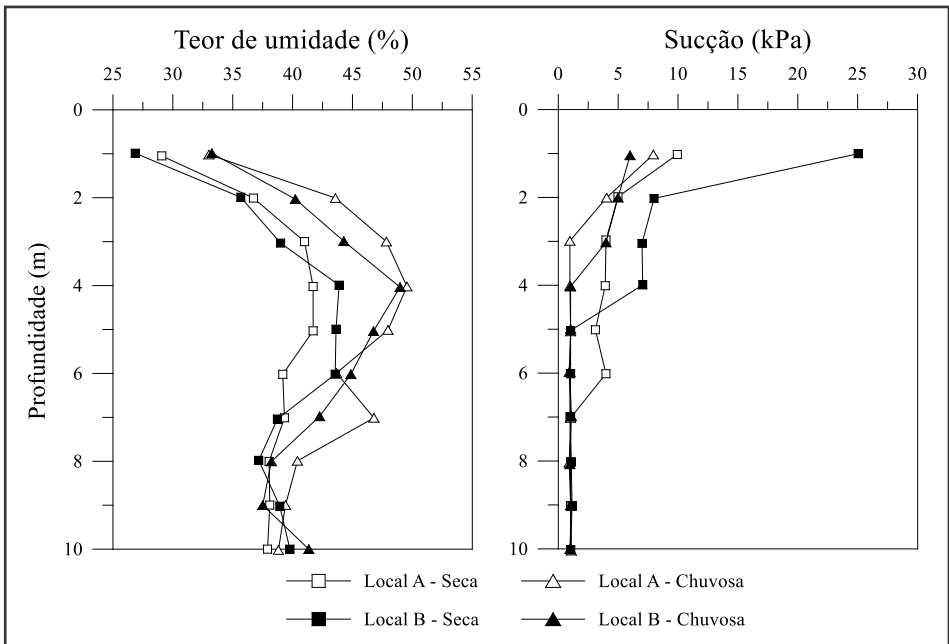


Figura 19 – Valores de umidade e sucção para os dois locais e para as duas estações climáticas (elaborado a partir dos dados de Santos, 2003)

6. CONSIDERAÇÕES SOBRE A INTERPRETAÇÃO DE ENSAIOS DE CAMPO EM SOLOS NÃO SATURADOS

Os ensaios de campo, como SPT, CPT e DMT, vêm sendo cada vez mais empregados na prática de engenharia geotécnica para a definição do perfil estratigráfico e estimativa de parâmetros de projeto. Os principais conceitos empregados na interpretação do comportamento mecânico do solo *in situ* foram baseados no comportamento de solos convencionais (argilas e areias sedimentares secas ou saturadas), sem levar em conta o efeito da sucção no comportamento dos solos não saturados. Além disso, pouco tem sido realizado com a finalidade de desenvolver métodos para interpretar os resultados de campo realizados em perfis de solo não saturado.

Existem poucos estudos que tratam da interpretação de ensaios de campo em solos não saturados. Parte deles, baseiam-se na definição do estado de tensões efetivas atuante no solo, considerando-se o efeito da sucção (Bishop, 1959; Khalili & Khabbaz, 1998; Lo Presti *et al.*, 2016), e a partir daí, sua aplicação na interpretação de ensaios de campo, como o CPT e o DMT. Outros trabalhos utilizam o ensaio pressiométrico para a previsão de parâmetros de deformabilidade e resistência de solos não saturados por meio do emprego de modelos elasto-plásticos que utilizam soluções analíticas de expansão de cavidade, bem como o uso de análises numéricas acopladas a modelo não linear elástico (Schnaid *et al.*, 1995; Schnaid & Silva, 1997). Tem-se também a proposta por Miller *et al.* (2018) para a interpretação de ensaios CPT, que incorpora o efeito da condição não saturada na previsão da resistência de ponta do cone em condição não saturada, bem como a proposta de Bernardi (2018), que incorpora a proposta de Khalili e Khabbaz (1998) na investigação de ensaios DMT realizados em laboratório considerando-se a sucção do solo. Nesse sentido, faz-se, a seguir, uma breve discussão sobre algumas dessas propostas, com o intuito de se mostrarem os princípios da interpretação de ensaios de campo considerando-se o efeito da condição não saturada.

6.1 Abordagem de tensões efetivas proposta por Bishop (1959)

Bishop (1959) propôs uma equação para tensões efetivas em solos não saturados, representada pela Equação 5:

$$\sigma'_v = (\sigma_v - u_a) + \chi (u_a - u_w) \quad (\text{Eq. 5})$$

Nessa equação, σ'_v é a tensão efetiva do solo, σ_v é a tensão total, u_a é a pressão de ar nos vazios do solo, u_w é a pressão de água nos vazios do solo e χ é um parâmetro que reflete a influência da sucção na tensão efetiva. Esse parâmetro equivale a 1 para o solo na condição saturada e zero quando o solo está totalmente seco.

Bishop *et al.* (1960) apresentam resultados de ensaios de compressão triaxial, em que a resistência é analisada considerando-se essa equação e discutem as influências sobre o parâmetro χ . Constataram que ele é dependente do grau de saturação e, se seguidas as mesmas trajetórias de carregamento e umedecimento, é possível representar a resistência ao cisalhamento de solos não saturados, considerando-se a envoltória de Mohr-Cou-

lomb e a tensão efetiva expressa de acordo com a Equação 5. A Figura 20 mostra as relações entre χ e o grau de saturação (S_r) disponíveis na literatura para diferentes tipos de solos (Jennings & Burland, 1962; Bishop *et al.*, 1960, Bishop & Donald, 1961), de onde se pode observar que não há uma relação simples entre esses valores, pois são vários os fatores intervenientes na sucção.

Em que pese a razoável eficiência dessa equação na avaliação da resistência ao cisalhamento de solos não saturados, ela não se revelou satisfatória para representar variações volumétricas em solos não saturados (Vilar, 2003).

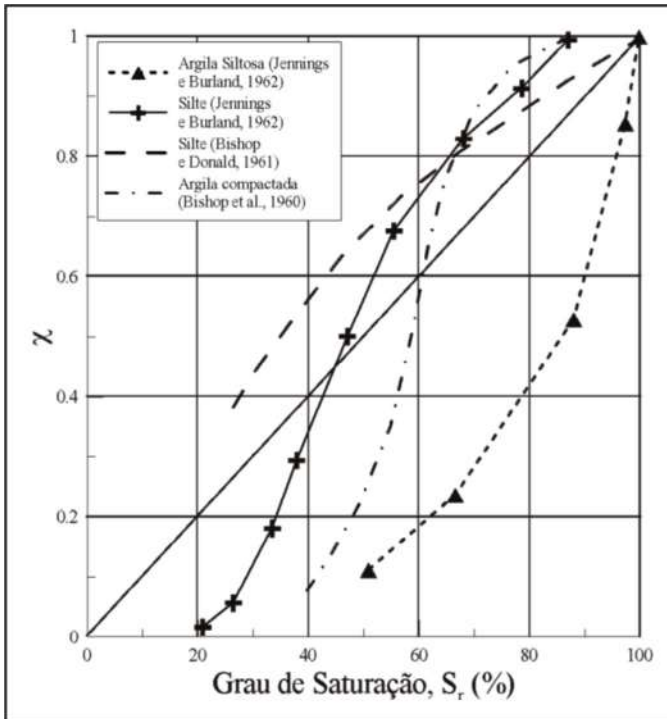


Figura 20 – Relação entre o grau de saturação e o fator χ para diferentes solos (adaptado de Jennings & Burland, 1962; Bishop *et al.*, 1960; Bishop & Donald, 1961)

A sucção presente no solo não saturado leva a um aumento do estado de tensões efetivas (σ'_v) atuantes, proporcionando o aumento da resistência e da rigidez desses solos. Para fins práticos, é comum assumir que a variação do parâmetro χ é considerada linear com o grau de saturação, S_r (isto é, de 0 a 1) (Robertson *et al.*, 2017).

6.2 Abordagem de tensões efetivas proposta por Khalili e Khabbaz (1998)

Khalili e Khabbaz (1998) apresentam uma proposta para definir o valor de χ pela equação de tensões efetivas proposta por Bishop (1959). Os autores sugerem uma relação

única para o valor de χ , dada pela relação entre a sucção e a sucção correspondente à entrada de ar. A equação de resistência ao cisalhamento, utilizando-se a proposta de Bishop (1959), é igual a:

$$\tau = c' + [(\sigma - u_a) + \chi (u_a - u_w)] \cdot \tan\phi' \quad (\text{Eq. 6})$$

Na condição saturada $u_a = u_w$, e a equação anterior se reduz a:

$$\tau_0 = c' + (\sigma - u_a) \cdot \tan\phi' \quad (\text{Eq. 7})$$

A diferença entre as Equações 6 e 7 representa o acréscimo de resistência atribuída à sucção matricial, representada pela seguinte equação:

$$\tau_0 - \tau = \chi (u_a - u_w) \cdot \tan\phi' \quad (\text{Eq. 8})$$

Desse modo, o valor de χ pode ser obtido por meio da Equação 9:

$$\chi = \frac{\tau - \tau_0}{(u_a - u_w) \cdot \tan\phi'} \quad (\text{Eq. 9})$$

Khalili de Khabbaz (1998) analisaram 14 casos publicados na literatura em que foram fornecidos os valores da resistência ao cisalhamento em função da sucção, permitindo determinar os valores de χ em função da sucção. Os valores de χ em função da sucção foram normalizados em relação aos respectivos valores de entrada de ar (VEA), fornecendo a seguinte equação

$$\chi = \left[\frac{(u_a - u_w)}{(u_a - u_w)_b} \right]^{-0.55} \quad (\text{Eq. 10})$$

onde:

$(u_a - u_w)$ = sucção atuante;

$(u_a - u_w)_b$ = sucção correspondente ao valor de entrada de ar.

6.3 Abordagem de tensões efetivas proposta por Lo Presti *et al.* (2016, 2018)

Lo Presti *et al.* (2016, 2018) apresentam um método para a interpretação de ensaios CPTu realizados em solos argilosos encontrados acima do nível de água, bem como solos siltosos, caracterizados por apresentarem permeabilidade intermediária.

O método consiste em determinar de maneira rápida o estado de tensões efetivo presente na região não saturada do perfil de solo investigado, uma vez que o estado de tensões é influenciado pela sucção presente no solo, acarretando em erros na classificação e estimativa de parâmetros de projeto, caso não seja considerada.

Para a aplicação desse método, há necessidade de que o solo seja homogêneo e que a posição do lençol freático seja conhecida. Além disso, o ensaio CPTu deve ser realizado até uma profundidade abaixo do lençol freático. Respeitadas essas hipóteses, considera-se o valor do índice de classificação do material (I_c) abaixo do nível de água como um *valor*

alvo, e os valores de I_c acima dele são corrigidos por meio da correção do valor da tensão efetiva vertical, de acordo com as Equações 11 a 14, propostas por Robertson (2009).

$$Q_{tn} = \left(\frac{q_t - \sigma_v}{\sigma_{atm}} \right) \cdot \left(\frac{\sigma_{atm}}{\sigma'_v} \right)^n \quad (\text{Eq. 11})$$

$$n = 0,381 \cdot I_c + 0,05 \cdot \left(\frac{\sigma'_v}{\sigma_{atm}} \right) - 0,15 \quad (\text{Eq. 12})$$

$$F_r = \left(\frac{f_s}{q_t - \sigma_v} \right) \cdot 100 \quad (\text{Eq. 13})$$

$$I_c = \sqrt{(3,47 - \log Q_{tn})^2 + (\log F_r + 1,22)^2} \quad (\text{Eq. 14})$$

em que Q_{tn} é a resistência de ponta normalizada; q_t é a resistência real mobilizada; σ_v é a tensão vertical total; σ_{atm} é a pressão atmosférica (100 kPa); n é o expoente de tensão, função de I_c ; σ'_v é a tensão vertical efetiva; F_r é a razão de atrito normalizada e f_s é o atrito lateral.

Para solos finos, n será igual a 1 e para solos grossos, esse expoente irá variar entre 0,5 e 0,9 (Robertson, 2009). Definindo-se o *valor alvo* ($I_{c,t}$), a tensão vertical efetiva (σ'_{vo}) pode ser avaliada de acordo com a Equação 15.

$$\sigma'_{vo} = \frac{q_t - \sigma_{vo}}{10^{3,47 - \sqrt{I_{c,t}^2 - (\log F_r + 1,22)^2}}} \quad (\text{Eq. 15})$$

Uma vez determinado o estado de tensões efetiva, é possível normalizar o ensaio CPTu considerando o efeito da condição não saturada nos ensaios CPTu, além disso, por meio da Equação 15 e da Equação 5, proposta por Bishop (1959), é possível estimar a sucção atuante na época da realização da campanha de ensaios.

6.4 Ensaio pressiométrico em solos não saturados

Schnaid (1995) e Schnaid e Silva (1997) apresentaram uma proposta para determinar parâmetros de resistência e deformabilidade de solos não saturados a partir da interpretação de ensaios pressiométricos pré-furo por meio de modelos elasto-plásticos empregando-se as formulações de Carter *et al.* (1986) e Yu e Housby (1991, 1993), bem como análises numéricas, baseando-se em um modelo não linear elástico (Duncan & Chang, 1970).

Schnaid e Silva (1997) realizaram ensaios pressiométricos em condição natural e inundada a fim de avaliar o efeito da condição não saturada nos resultados de ensaios PMT, bem como na sua interpretação. Os autores observaram, para ensaios pressiométricos realizados a 4,0 m de profundidade, que a inundação do solo e a conseqüente redução da sucção, reduziu o módulo de cisalhamento (G) e a pressão limite (ψ_1). Na Tabela 2, são

apresentados os valores dos parâmetros obtidos a partir dos ensaios pressiométricos realizados a 4,0 m de profundidade para as duas condições, natural e inundada.

Tabela 2 – Valores médios determinados por meio de ensaios pressiométricos nas condições naturais e inundadas (Schnaid & Silva, 1997)

Prof. (m)	Condição	P_{om} (kPa)	P_f (kPa)	G_i (MPa)	γ (%)	E_{pm} (MPa)	ψ_1 (kPa)
4,0	Natural	30	485	3.78	12,10	9,82	1196
	Inundada	129	503	2.29	16,33	5,95	693

A proposta apresentada por esses autores consiste em empregar um método alternativo para interpretação de um ensaio PMT, para facilitar a identificação e definição dos valores de P_{om} , P_f e ψ_1 . A interpretação da curva pressiométrica de campo é feita por meio de um ajuste com a curva teórica definida a partir de simulação numérica.

Na Figura 21, tem-se as curvas medida e teórica (estimada) para a condição inundada. Observa-se uma boa concordância entre elas, destacando-se a aplicabilidade dessa abordagem para interpretação de ensaios pressiométricos.

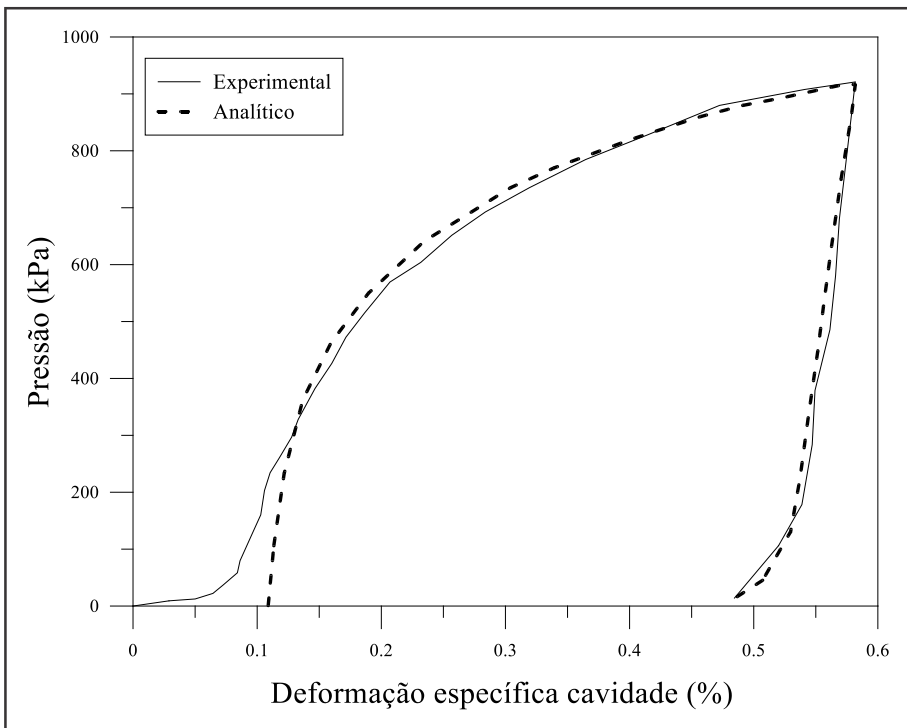


Figura 21 – Comparação entre a curva experimental e a teórica ajustada para a condição inundada para o ensaio PMT realizado a 4,00 m de profundidade (adaptado de Schnaid & Silva, 1997)

Essa abordagem permite quantificar a variação do módulo de deformabilidade em função da sucção. Além disso, é possível estimar a variação do intercepto de coesão em função da sucção medida em campo, empregando-se, por exemplo, a equação de resistência de solos não saturados proposta por Fredlund *et al.* (1978). Os autores apresentam os valores de coesão estimados por meio do PMT para amostras coletadas a 2,25, 3,00, 4,00 e 5,00 m de profundidade (Figura 22). A partir da Figura 22, observa-se a tendência de aumento da coesão com o aumento da sucção. Verifica-se também uma acentuada dispersão dos resultados estimados pelo PMT, porém os valores estimados crescem com a sucção e, em geral, situam-se acima da linha definida pela equação de Fredlund *et al.* (1978). Essa dispersão pode estar, pelo menos, em parte, atrelada às diferenças nos índices de vazios, tendo em vista que os resultados foram determinados para diferentes profundidades. De acordo com os autores, tal dispersão pode estar relacionada, principalmente, à variabilidade natural do solo e à ausência de medidas de sucção em tempo real.

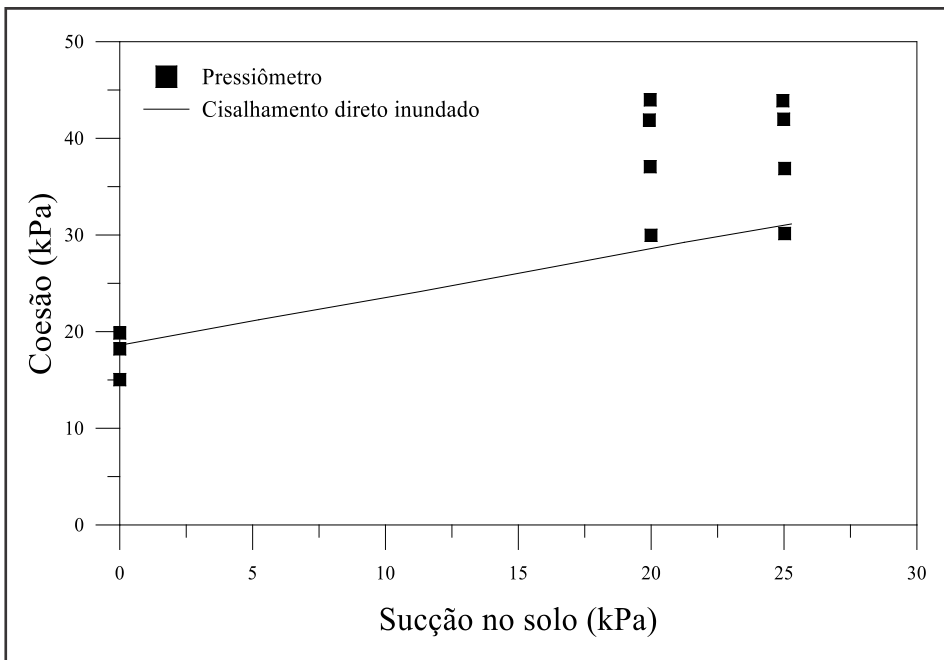


Figura 22 – Variação do intercepto coesivo em função da sucção (adaptado de Schnaid & Silva, 1997)

6.5 Ensaio dilatométrico (DMT) em solos não saturados

A interpretação do ensaio DMT inicia-se pela determinação dos parâmetros intermediários do ensaio (I_D , K_D e E_D), entretanto, as Equações 2, 3 e 4, empregadas para calcular esses parâmetros, não consideram a condição não saturada. Nesse sentido, Bernardi (2018) propôs a adaptações das equações propostas por Marchetti (1980) para a calcular

K_D e I_D . A autora propôs a incorporação da variável sucção tanto no denominador quanto no numerador. Para isso, empregou-se a equação de tensões efetivas proposta por Bishop (1959).

A equação de Bishop (1959) (Equação 5) foi incorporada na tensão horizontal efetiva (Equação 16), resultando na Equação 17.

$$\sigma'_h = \frac{\mu}{1-\mu} \sigma'_v \quad (\text{Eq. 16})$$

$$\sigma'_h = \frac{\mu}{1-\mu} (\sigma_v - u_a) + \frac{\mu}{1-\mu} \cdot \chi \cdot (u_a - u_w) \quad (\text{Eq. 17})$$

onde μ é o coeficiente de Poisson.

Assim, a adaptação da equação do parâmetro K_D resulta na Equação 18. O denominador da equação é a tensão efetiva vertical proposta por Bishop (1959), em que já está incorporada à variável sucção com a correção pelo parâmetro χ .

$$K_D = \frac{p_0 + \left(\frac{\mu}{1-\mu} \right) \cdot \chi \cdot (u_a - u_w)}{(\sigma_v - u_a) \cdot \chi \cdot (u_a - u_w)} \quad (\text{Eq. 18})$$

Para o parâmetro I_D , foi proposta a adaptação apresentada na Equação 19.

Nessa equação, o parâmetro u_0 foi substituído pela correção na sucção do solo, em que emprega-se o parâmetro χ e a razão do coeficiente de Poisson.

$$I_D = \frac{p_1 - p_0}{p_0 + \chi \cdot (u_a - u_w) \cdot \left(\frac{\mu}{1-\mu} \right)} \quad (\text{Eq. 19})$$

A autora não propôs adaptações para determinar o módulo dilatométrico (E_D) em função da sucção.

6.6 Abordagem proposta por Miller *et al.* (2018)

Miller *et al.* (2018) apresentaram e discutiram resultados de ensaios CPT realizados em um silte argiloso compactado sob diferentes teores de umidade e de succões matriciais em uma câmara de calibração, em conjunto com os resultados de CPTs realizados em dois perfis de solos argilosos não saturados ao longo de um período de, aproximadamente, dois anos. Os dados obtidos mostraram uma dependência da resistência de ponta do cone em relação ao teor de umidade e, conseqüentemente, da sucção do solo.

Com o intuito de avaliar possíveis alterações na resistência de ponta (q_c) em função da sucção do solo, os autores propuseram uma abordagem para estimar q_c em função da sucção, baseando-se na teoria de capacidade de carga. Os autores empregaram a equação de capacidade de carga proposta por Durgunoglu e Mitchell (1973) (Equação 20) para a estimativa de q_c .

$$q_c = c \cdot N_c \cdot \xi_c + \gamma \cdot B \cdot N_{\gamma q} \cdot \xi_{\gamma q} \quad (\text{Eq. 20})$$

onde c é a coesão do solo, γ é o peso específico do solo, B é a largura da base do cone, N_c e $N_{\gamma q}$ são fatores de capacidade de carga e ξ_c e $\xi_{\gamma q}$ são fatores de forma. Para se considerar o efeito da condição não saturada, foi empregado o modelo de resistência ao cisalhamento de solos não saturados proposto por Vanapalli *et al.* (1996). Desse modo, para se avaliar o efeito da condição não saturada na estimativa da resistência de ponta do cone, utiliza-se a Equação 21.

$$q_c = \left[c' + (u_a - u_w)(\tan \Phi') \left(\frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} \right) \right] N_c \xi_c + \gamma B N_{\gamma q} \xi_c \quad (\text{Eq. 21})$$

onde c' é a coesão efetiva, Φ' é o ângulo de atrito efetivo, θ é a umidade volumétrica, θ_s é a umidade volumétrica de saturação, θ_r é a umidade volumétrica residual.

Desse modo, tendo-se a curva de retenção de água nos solos (SWRC) o ângulo de atrito efetivo e a coesão efetiva, a resistência de ponta pode ser estimada para uma ampla faixa de valores de sucção. É importante ressaltar que os fatores de capacidade de carga e de forma podem ser obtidos por ábacos ou equações apresentadas por Durgunoglu e Mitchell (1973).

7. EXEMPLOS DO EFEITO DA CONDIÇÃO NÃO SATURADA NO CPT E NO DMT

7.1 CPT

7.1.1 Resultados

Um exemplo do efeito da condição não saturada nos resultados de ensaios CPT foi apresentado por Giacheti *et al.* (2019). Tal estudo contemplou campanhas de ensaios, nas quais, em cada uma delas, foram realizados três ensaios CPT e uma amostragem de solo por meio de trado helicoidal. Essas campanhas foram realizadas nos meses de junho, julho, agosto, setembro e dezembro de 2011 e janeiro de 2012.

O perfil de solo investigado é composto por uma areia fina pouco argilosa marrom avermelhada, de comportamento laterítico até, aproximadamente, 13,0 m de profundidade, não saturada, de baixa plasticidade, de origem coluvionar, com alta porosidade. Sua composição granulométrica é relativamente uniforme ao longo do perfil.

A Figura 23 apresenta os perfis de umidade determinados nas seis campanhas realizadas. A partir dessa figura, observa-se maior variação nos teores de umidade no horizonte mais superficial, até cerca de 4,0 m de profundidade, uma vez que esse horizonte tem um contato mais ativo com a atmosfera, sofrendo intensivamente os efeitos de infiltração e evaporação da água. Por meio dos perfis de umidade e das informações de precipitação durante o período de estudo, os autores agruparam as campanhas realizadas em junho, julho, agosto e setembro de 2011 como representativas de meses secos, e as campanhas de dezembro de 2011 e janeiro de 2012 como representativas de meses úmidos. Observa-se

que, para o perfil objeto do estudo, a grande variação de umidade entre os períodos seco e úmido situa-se na zona ativa limitada a 4 m de profundidade.

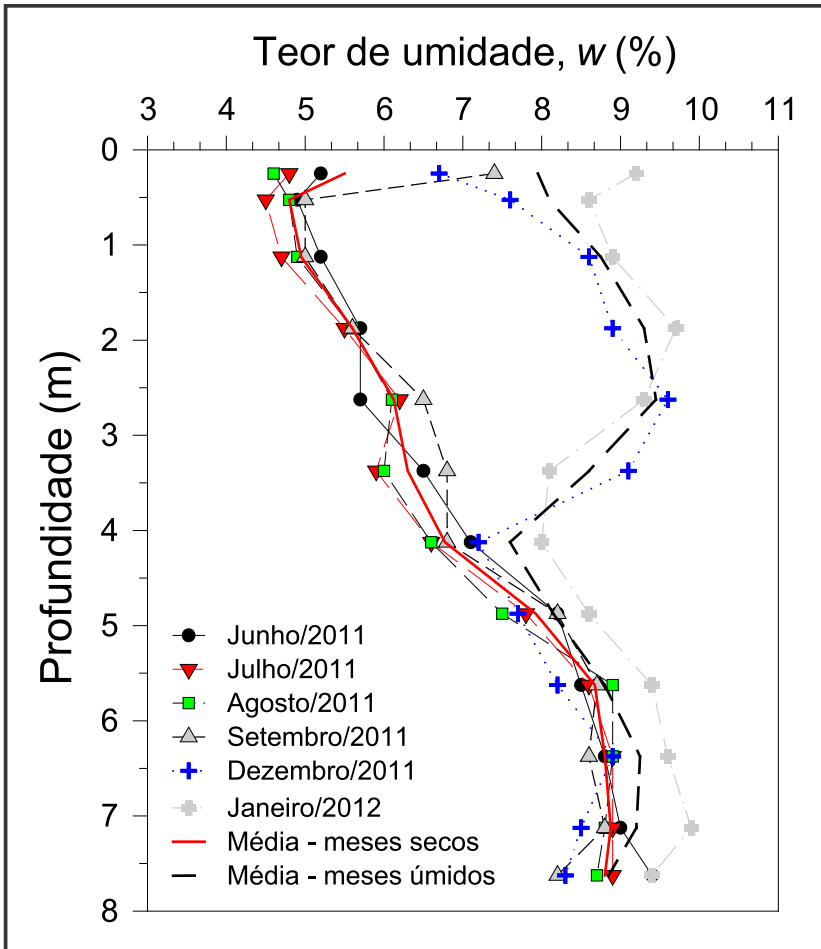


Figura 23 – Perfis de umidade *versus* profundidade determinadas ao longo de junho/2011 a janeiro/2012 (adaptado de Rocha, 2018)

Como a variação da umidade foi maior até os 4,0 primeiros metros do perfil do terreno, os resultados de CPT realizados foram reinterpretados até 8,0 m de profundidade.

A Figura 24 apresenta os perfis médios de q_c e f_s determinados a partir das seis campanhas realizadas. Com o intuito de reinterpretar os ensaios CPTs realizados a fim de se avaliar o efeito da sazonalidade, os resultados de ensaios de curva de retenção, triaxiais e edométricos com sucção controlada realizados em amostras coletadas a 1,5, 3,0 e 5,0 m de profundidade apresentados por Saab (2016) e Fernandes (2016) foram utilizados. A Figura 25 apresenta um resumo dos resultados desses ensaios de laboratório.

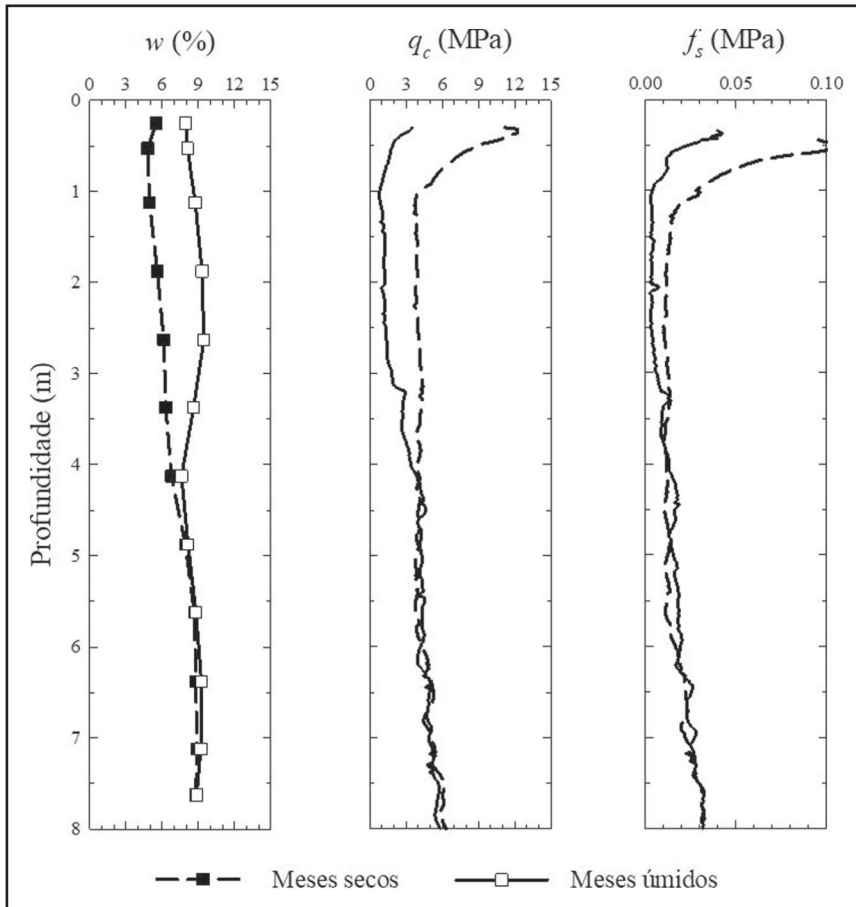


Figura 24 – Valores de teor de umidade, q_c e f_s médios para os meses secos e úmidos para o perfil investigado (adaptado de Rocha, 2018)

A SWRC média desse solo (Figura 25a) é do tipo bimodal, com destaque para as regiões 1 e 2, onde ocorrem as variações da sucção em campo. Na dessaturação da zona de macroporos, tem-se uma pequena variação de sucção (de 1 a 10 kPa), provocando uma grande variação de umidade, região 1. Observa-se também que os valores de intercepto de coesão (c) e da tensão de pré-adensamento (σ'_p) foram pouco afetados para valores de sucção inferiores a 10 kPa, o que corresponde a teores de umidade superiores a 6% a 7% (Região 1 da SWRC média). Entretanto, na região 2 da SWRC média, os valores de c e σ'_p apresentaram grande influência da sucção (valores maiores do que 10 kPa) e com teores de umidade inferiores a 6% a 7%. Desse modo, a partir da Figura 25, verifica-se a influência significativa da sucção na variabilidade dos parâmetros geotécnicos quando se está na Região 2, uma vez que para uma pequena variação do teor de umidade, acarreta uma grande variação na sucção do solo.

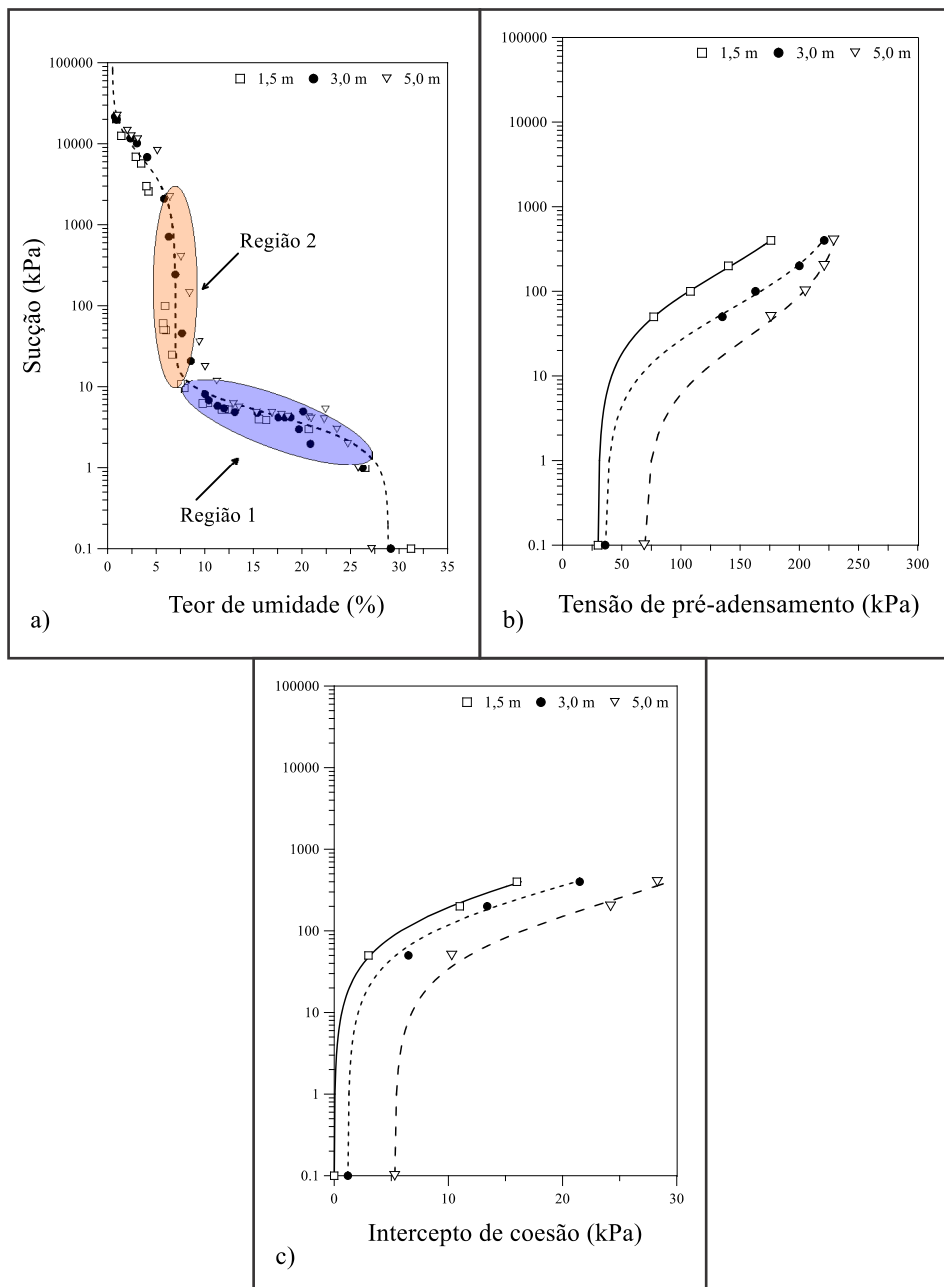


Figura 25 – a) SWRC média, b) tensão de pré-adensamento, c) intercepto de coesão para amostras coletadas a 1,5, 3,0 e 5,0 m de profundidade (adaptado de Rocha, 2018).

7.1.2 Efeito da sucção nos resultados

Robertson (2009) propôs um ábaco de classificação a partir do comportamento contrátil ou dilatante dos materiais. Nesse ábaco, a resistência do cone normalizada (Q_{tn}) é plotada *versus* a razão de atrito normalizada (F_r), sendo ambos respectivamente definidos pelas equações (22) e (23) a seguir:

$$Q_{tn} = \frac{q_c - \sigma_v}{p_a} \left(\frac{p_a}{\sigma'_v} \right)^n \quad (\text{Eq. 22})$$

$$F_r = \frac{f_s - \sigma_v}{q_c - \sigma_v} \cdot 100\% \quad (\text{Eq. 23})$$

onde σ_v é a tensão total, σ'_v é a tensão vertical efetiva *in situ*, p_a é a pressão atmosférica (100 kPa), $(q_c - \sigma_v)/p_a$ é a resistência do cone normalizada, $(p_a/\sigma'_v)^n$ é o fator de tensão normalizado, e n é o expoente que relaciona q_c e σ'_v , sendo definido por:

$$n = 0,381 \cdot I_c + 0,05 \cdot (\sigma'_v/p_a) - 0,15 \quad (\text{Eq. 24})$$

onde $n \leq 1$ e I_c é o índice de classificação do material.

Como já apresentado, a sucção afetou os resultados do CPT e, conseqüentemente, o comportamento mecânico do solo, portanto, a posição dos dados nos ábacos de classificação dos solos. A consideração da sucção na interpretação de ensaios de campo pode ser feita empregando-se a equação de tensões efetivas proposta por Bishop (1959) (Equação 5). O parâmetro χ foi definido pela relação direta entre χ e o grau de saturação, conforme apresentado e discutido Robertson *et al.* (2017).

A partir dos perfis de umidade determinados nas diferentes campanhas de ensaios, em conjunto com a curva de retenção média do solo e com os índices físicos do solo, foi possível calcular os graus de saturação e os valores χ (Robertson *et al.*, 2017).

A partir da interpretação das SWRC (Figura 25a) e dos perfis de umidade médios (Figura 23), observou-se que os valores de sucção podem ser superiores a 1000 kPa para os meses secos no perfil investigado. Entretanto, para a maioria das aplicações em engenharia geotécnica, os valores de sucção variam de 0 a 600 kPa (Khalili e Khabbaz, 1998; Vanapalli *et al.*, 1996).

A Figura 26 apresenta a resistência do cone normalizada (Q_{tn}), determinada pela Equação 22, considerando-se a sucção do solo nas tensões efetivas. Três valores de sucção do solo (zero, 200 e 600 kPa) foram assumidos para demonstrar a influência da sucção em Q_{tn} .

Quando o valor de sucção igual a 600 kPa é considerado nas tensões efetivas, o perfil médio de q_c obtido durante os meses secos é bastante semelhante ao perfil obtido nos meses úmidos (Figura 26).

A Figura 27 apresenta os valores médios dos ensaios CPT até a profundidade de 4,0 m (região mais influenciada pela condição não saturada), plotados no ábaco de classificação dos solos proposto por Robertson (2009), considerando-se e não se considerando a sucção do solo nas tensões efetivas (σ'_v). A partir dessa figura, observa-se que todos os dados se encontram na região de penetração em condição drenada, o que está de acordo com o comportamento mecânico do perfil de solo investigado (Fernandes, 2016).

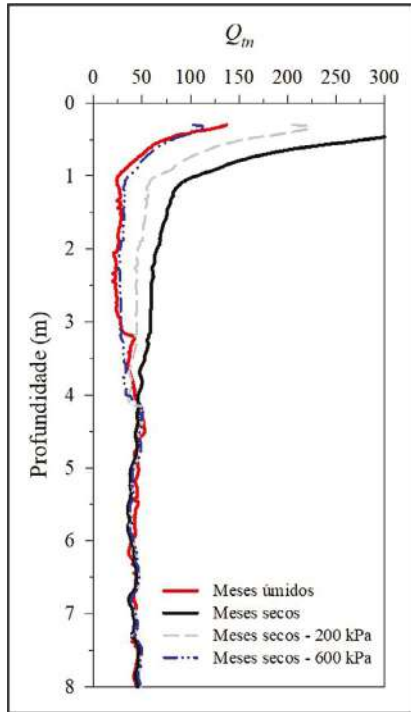


Figura 26 – Valores de Q_m ajustados em função da sucção para os dados de CPT para o perfil de solo investigado (adaptado de Rocha, 2018)

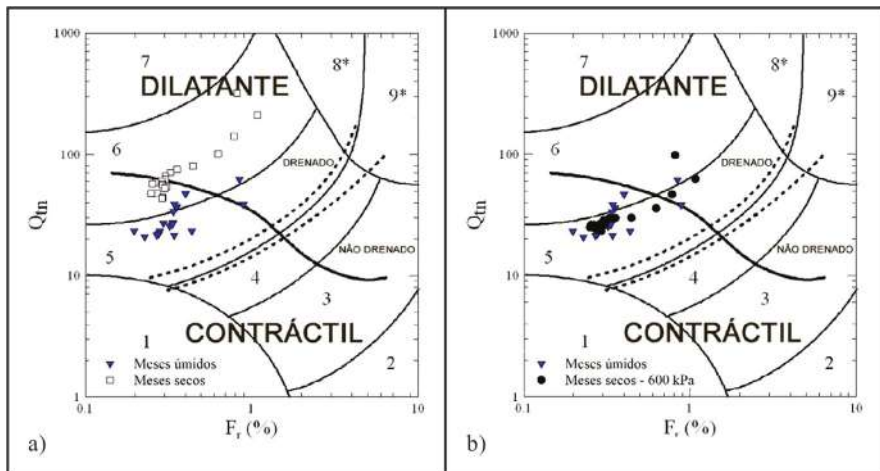


Figura 27 – Resultados dos ensaios CPT realizados no perfil de solo investigado, a) não considerando e b) considerando a sucção do solo nas tensões efetivas (adaptado de Rocha, 2018)

Figura 27a mostra que, quando a sucção do solo não é considerada nas tensões σ'_v , para os meses secos, o solo investigado é classificado como areias a areias siltsosas (zona 6) até a profundidade de 4,0 m e como siltes arenosos a areias siltsosas (zona 5) nos meses úmidos (baixa sucção). Figura 27a também indica que o solo tende a ser mais contrátil nos meses úmidos e apresentar comportamento dilatante nos meses secos. Uma vez que os ensaios foram realizados no mesmo local, visando minimizar a variabilidade espacial, a variação observada está relacionada à variação na sucção do solo, podendo afetar seu comportamento mecânico.

A Figura 27b mostra que, quando se assume um valor de sucção igual a 600 kPa para calcular σ'_v , o solo tende a ser classificado como misturas de areia e se comportar como contrátil a grandes deformações, que é o mesmo comportamento observado na condição úmida (sem o efeito da condição não saturada) nos resultados de ensaios CPT. Fernandes (2016) apresentou e discutiu resultados de ensaios de compressão triaxial com sucção controlada para diferentes valores de sucção em amostras indeformadas coletas no perfil de solo investigado e constatou o comportamento contrátil do solo para baixos valores de sucção, bem como comportamento dilatante para elevados valores de sucção.

Um programa de caracterização do subsolo adequado em perfis de solos não saturados deve considerar a variabilidade sazonal e a sua influência sobre o comportamento mecânico do solo. A partir dos resultados de ensaios CPT apresentados, observou-se a influência sazonal nos valores de teor de umidade e de sucção do solo e como esta afeta o comportamento mecânico do perfil de solo investigado até 4,0 m de profundidade, podendo essa profundidade de influência ser maior ou menor em função de especificidades como nível de intemperização do maciço, condições climáticas e cobertura do solo. Os resultados dos ensaios CPT sofreram influência da sucção do solo, que resultou em classificações distintas nas diferentes épocas do ano, sendo este um aspecto a ser melhor analisado. A consideração da sucção nas tensões efetivas por meio da equação proposta de Bishop (1959) possibilita identificar esse efeito na classificação do solo e na interpretação dos resultados dos ensaios de CPT.

7.2 DMT

7.2.1 Resultados

Seguindo-se a mesma abordagem empregada para a interpretação de ensaios CPT em solos não saturados, Rocha (2018) e Rocha *et al.* (2021) apresentam e discutem outro exemplo que destaca o efeito da condição não saturada em resultados de ensaios de campo, agora o DMT.

Nesse exemplo, foram realizadas quatro campanhas de ensaios, nas quais, em cada uma delas, foram realizados três ensaios DMT e uma amostragem de solo por meio de trado helicoidal. Essas campanhas foram realizadas nos meses de março e outubro de 2016 e abril e outubro de 2017.

O perfil de solo investigado está localizado no campo experimental da EESC-USP de São Carlos-SP e é constituído por uma areia fina a média argilosa, de cor marrom, porosa e colapsível, com comportamento laterítico, até aproximadamente 7,0 m de profundidade (Sedimento Cenozóico). Em seguida, encontra-se uma linha de seixos de quartzo

e limonita com espessuras de até 1,0 m, que separa esse sedimento de um horizonte de solo residual jovem oriundo de Arenito do Grupo Bauru, constituído por uma areia argilosa vermelha, pouco a medianamente compacta, que atinge cerca de 23,5 m de profundidade. Nesse local, o nível de água varia sazonalmente entre 9,0 e 12,0 m de profundidade.

O monitoramento do teor de umidade teve início nesse local em 2015 para se avaliar o efeito da sazonalidade na resposta térmica em fundações trocadoras de calor (Morais *et al.*, 2020). Na Figura 28, tem-se os perfis de umidade determinados nas quatro campanhas de ensaios DMT realizadas por Rocha *et al.* (2021). A partir dessa figura, observa-se que a campanha de março/2016 apresentou os maiores valores de teor de umidade (acima de 17%), e a campanha de outubro/2017, os menores valores (inferior a 15,3%, variando de 11,3 a 15,3%). Os baixos valores de teor de umidade observados em outubro/2017 podem estar associados à presença de árvores no local investigado. A extração de água por meio das raízes das árvores durante a estação seca acarretou valores de grau de saturação de, aproximadamente, 40% e, conseqüentemente, valores elevados de sucção no solo. Lehane *et al.* (2004) e Giacheti *et al.* (2019) relataram a influência da sucção do solo em resultados de ensaios CPT, sendo que elevados valores de sucção foram causados pela presença de raízes das árvores. As raízes, na época seca, tendem a retirar água do solo, diminuindo o grau de saturação e aumentando, conseqüentemente, a sucção do solo. Lehane *et al.* (2004) estimaram valores de sucção no solo iguais a 125 kPa e 220 kPa a 3,5 m de profundidade e valores mais baixos a 6,5 m de profundidade.

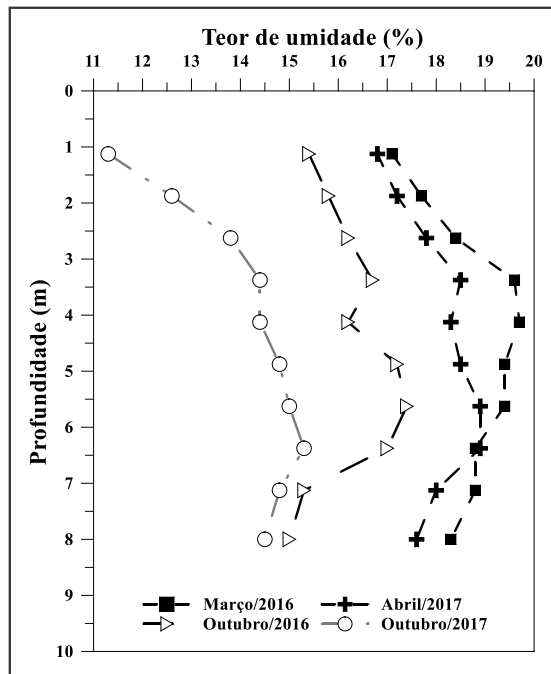


Figura 28 – Perfis de umidade *versus* profundidade determinadas nas quatro campanhas realizadas (adaptado de Rocha 2018)

Os resultados dos ensaios realizados nessas campanhas foram interpretados a fim de se avaliar a influência da condição não saturada nos valores do índice de material (I_D), índice de tensão horizontal (K_D) e do módulo dilatométrico (E_D). A Figura 29 apresenta os perfis médios de I_D , K_D e E_D determinados a partir dessas quatro campanhas. Com o intuito de se avaliar o efeito da sazonalidade, os resultados de ensaios de curva de retenção, triaxiais e edométricos com sucção controlada previamente realizados por Machado (1998) em amostras coletadas a 2,0, 5,0 e 8,0 m de profundidade foram utilizados. A Figura 30 apresenta uma síntese dos resultados dos ensaios de laboratório realizados por Machado (1998).

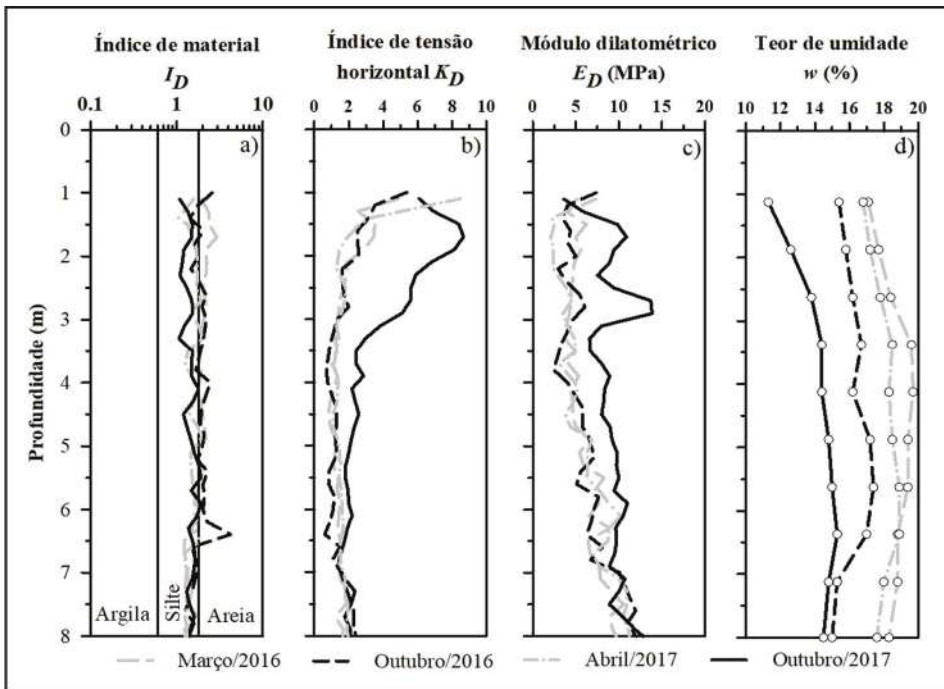


Figura 29 – Valores de teor de umidade, e perfis médios de I_D , K_D e E_D para as quatro campanhas de ensaios realizadas no perfil investigado (adaptado de Rocha, 2018)

A SWRC média do solo do campo experimental da EESC-USP (Figura 30b) tem um trecho de dessaturação de macroestrutura íngreme, isto é, uma pequena variação de sucção (de 0,1 a 10 kPa) provoca uma grande variação de umidade (região 1), e um trecho de dessaturação da microestrutura, onde uma pequena variação de umidade acarreta uma grande variação da sucção (região 2). Pode-se observar ainda, na Figura 30a e Figura 30c, que os valores de c e σ'_p têm pouca variação para baixos valores de sucção (valores menores do que 10 kPa), o que corresponde a teores de umidade superiores a 16% a 17%, região 1 da SWRC média. Na região 2 dessa curva, c e σ'_p tem grande variação devido à sucção (valores maiores do que 20 kPa) e teores de umidade inferiores a 16% a 17%. A

síntese de resultados de ensaios de laboratório apresentada na Figura 30 destaca a variabilidade dos parâmetros geotécnicos na região 2, ou seja, para pouca variação do teor de umidade, há uma grande variação na sucção do solo.

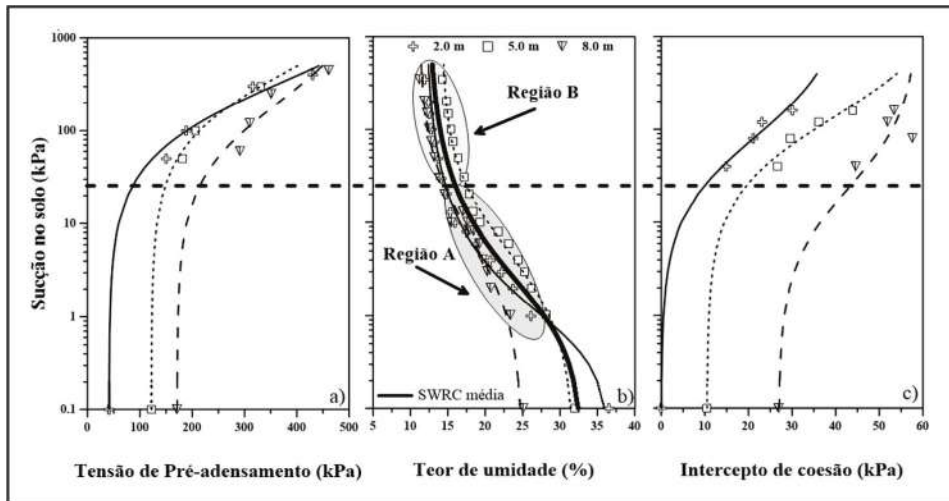


Figura 30 – a) tensão de pré-adensamento, b) SWRC média, c) intercepto de coesão para amostras coletadas a 1,5, 3,0 e 5,0 m de profundidade (adaptado de Rocha, 2018)

A partir da interpretação conjunta das Figura 29 e Figura 30, observa-se que a influência da condição não saturada está presente apenas nos parâmetros K_D (Figura 29b) e E_D (Figura 29c) da campanha de outubro/2017 até, aproximadamente, 6,0 m de profundidade. Tal fato pode ser interpretado analisando-se o perfil de umidade medido nessa campanha, em conjunto com a curva de retenção média do solo (Figura 30b). Dessa análise, observa-se que os valores de umidade dessa campanha estão localizados na região 2 da curva de retenção média do solo, onde ocorre uma grande variação da sucção para uma pequena variação da umidade. Importante destacar que a variação observada para os três parâmetros intermediários do DMT (I_D , K_D e E_D) estão de acordo com aquilo que foi apresentado por Lutenegeger (1988). Esse autor reportou comportamento semelhante, ou seja, uma diminuição sistemática no K_D e E_D à medida que o solo se torna mais úmido e pouca alteração no índice de material (I_D). Assim, os resultados de ensaios DMT realizados em solos não saturados devem ser interpretados considerando-se as variações no teor de umidade em conjunto com as curvas de retenção de água no solo (SWRC).

7.2.2 Efeito da sucção nos resultados

Da mesma forma que foi feito com os resultados de ensaios CPT apresentados no subitem anterior, as quatro campanhas de ensaios DMT realizadas (março e outubro de 2016 e abril e outubro de 2017) foram reinterpretadas considerando-se o efeito da condição não saturada.

Das correlações clássicas desenvolvidas por Marchetti (1980), somente a correlação para a estimativa de K_D é normalizada pelas tensões efetivas. I_D é normalizado pela tensão horizontal efetiva ($p_0 - u_0$), sendo u_0 a pressão hidrostática no solo. Já E_D não é normalizado, sendo definido pela diferença de p_1 e p_0 , considerando-se a Teoria da Elasticidade.

Na estimativa de K_D , foi utilizada a equação de Bishop (1959) para a definição das tensões efetivas. No caso de I_D , como esse índice é empregado como um indicativo do tipo de solo para se definir a faixa de aplicabilidade de correlações empíricas e não houve efeito pronunciado da condição não saturada nesse parâmetro, ele não foi corrigido. Já o efeito da condição não saturada nos valores de E_D foi avaliada empregando-se o índice de rigidez K_E . Vale lembrar que o índice de rigidez relaciona a rigidez do solo com o estado de tensões por meio da Equação 25:

$$E_D = K_E \cdot p_a \left(\frac{\sigma'_v}{p_a} \right)^n \quad (\text{Eq. 25})$$

onde p_a é a pressão atmosférica (100 kPa) e n é o expoente de tensões, assumido igual 0,5 para solos arenosos.

O cálculo de E_D considerando-se a condição não saturada foi feito seguindo duas etapas:

- O índice de rigidez (K_E) é calculado pela Equação 25 considerando-se a sucção do solo no cálculo das tensões efetivas (Equação de Bishop, 1959).
- E_D normalizado é, então, calculado empregando-se a Equação 25 e considerando-se o valor de K_E previamente calculado, assumindo-se sucção do solo igual a zero para o cálculo das tensões efetivas (Equação de Bishop, 1959).

Na Tabela 3, tem-se os valores de χ e sucção utilizados no cálculo das tensões efetivas a serem empregadas na normalização de E_D e K_D . Os valores de sucção foram definidos a partir de análise em conjunto dos perfis de umidade com a curva de retenção média desse solo.

Tabela 3 – Valores de χ e sucção do solo assumido para cada uma das campanhas realizadas (adaptado de Rocha *et al.*, 2021)

Campanha de ensaio	χ	Sucção do solo (kPa)
Março/2016	0,65	10
Outubro/2016	0,56	28
Abril/2017	0,62	14
Outubro/2017	0,42	150

Na Figura 31, tem-se os valores de E_D estimados sem considerar (Figura 31a) e considerando (Figura 31b) o efeito da condição não saturada nas tensões efetivas. Observa-se, nessa figura, a grande influência da sucção nos valores de E_D e que, ao se incorporar o

efeito da condição não saturada, tem-se a estimativa de E_D quase sem efeito da sucção para todas as campanhas. De modo semelhante à estimativa de E_D , os valores de K_D foram estimados incorporando-se o efeito da sucção nas tensões efetivas pela Equação de Bishop (1959). A Figura 32 apresenta os perfis de K_D estimados sem considerar (Figura 32a) e considerando (Figura 32b) o efeito da condição não saturada. Novamente, observa-se boa concordância entre os perfis de K_D estimados quando se retira o efeito da condição não saturada por meio das tensões efetivas.

Um programa de caracterização do subsolo adequado em perfis de solos não saturados deve considerar a variabilidade sazonal e a sua influência sobre o comportamento mecânico do solo. A partir dos resultados de ensaios DMT apresentados e discutidos, observou-se a influência da variação sazonal nos valores de teor de umidade e de sucção do solo e como esta afetou os valores de K_D e E_D e o comportamento mecânico do perfil de solo investigado até a profundidade de 6,0 m. A consideração da sucção nas tensões efetivas pela Equação de Bishop (1959), utilizando-se perfis de umidade e as SWRCs, possibilitou melhor interpretação dos ensaios DMT realizados no perfil de solo não saturado investigado.

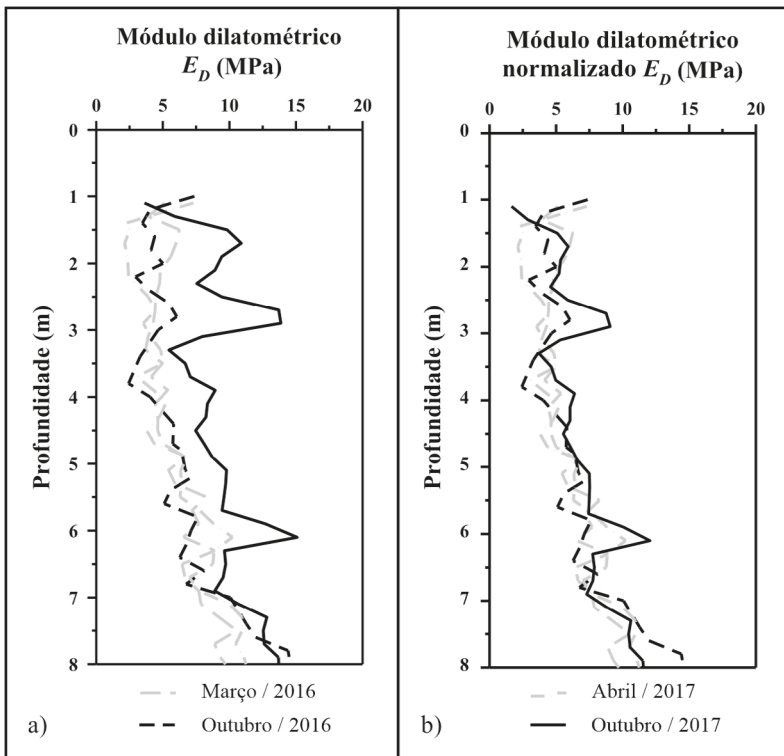


Figura 31 – Módulo Dilatométrico calculado não considerando (a) e considerando (b) o efeito da sucção nas tensões efetivas para as quatro campanhas de ensaios DMT realizados no perfil de solo investigado (adaptado de Rocha, 2018)

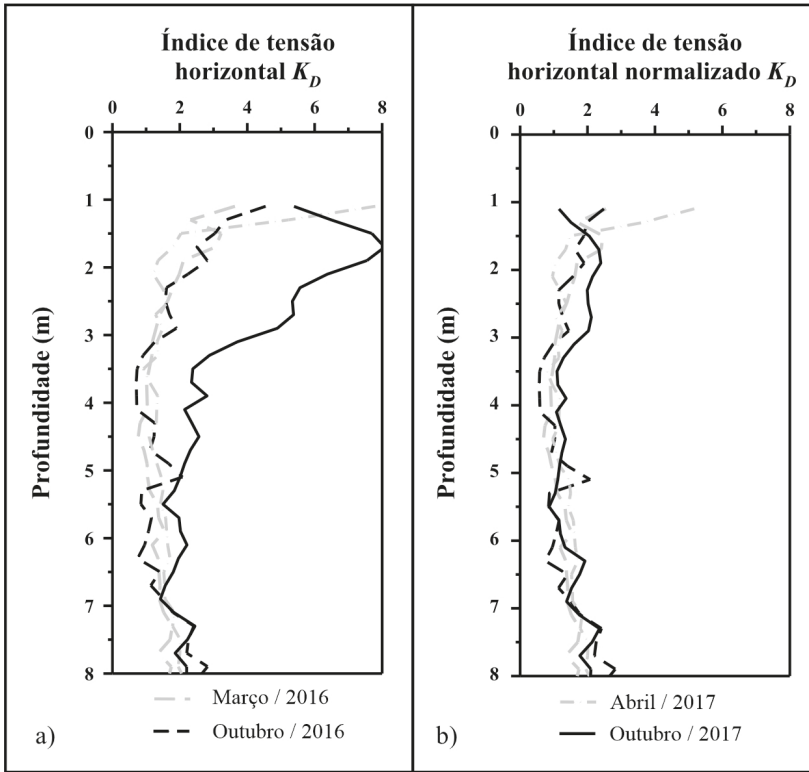


Figura 32 – Índice de tensão horizontal (K_D) calculado não considerando (a) e considerando (b) e efeito da sucção nas tensões efetivas para as quatro campanhas de ensaios DMT realizados no perfil de solo investigado (adaptado de Rocha, 2018)

8. CONSIDERAÇÕES FINAIS

O conhecimento adequado da história geológica, da hidrogeologia, da geomorfologia e suas alterações antrópicas, mesmo as mais recentes, e da ocupação e uso do solo do local de interesse permite compreender os condicionantes que controlam as variações das propriedades geotécnicas e orientar as etapas de investigação, a fim de definir o perfil estratigráfico, incluindo-se a posição e a variabilidade do nível de água e estimar com boa aproximação os parâmetros de projeto.

Nos perfis de solos não saturados, sobretudo em regiões de clima com alternâncias de períodos secos e úmidos distintos apresentando nítida sazonalidade, tem-se, além da variabilidade espacial condicionada pela geologia e geomorfologia, aquela que é temporal do conteúdo de água nos poros dos solos, incluindo-se as alterações provenientes de fluxos de origem hidrogeológicas intermitentes, que pode ter efeito significativo nas propriedades e comportamentos dos solos.

Avanços nos equipamentos e procedimentos para realização dos ensaios de campo têm acontecido, com destaque para a incorporação da geofísica aos ensaios de perfilagem, lembrando, no entanto, que os resultados obtidos traduzem um momento e um ponto espacial, requerendo integrações e análises amplas quanto ao tempo e ao espaço. Dentre os ensaios de campo específicos, o PMT foi pouco empregado no Brasil, restringindo-se a algumas pesquisas que demonstraram o potencial dessa técnica para estudar o comportamento de solos não saturados, em especial quanto ao efeito da sucção nos parâmetros de resistência e deformabilidade dos solos. A limitação do uso aplicado dessa técnica, assim como o de outras, está quase sempre ligada a pseudoanálises de avaliações econômicas e de tempo necessário à execução dos estudos, atrelando-as, no primeiro caso, tão somente ao custo direto, sem que se aprecie aqueles que dizem respeito ao empreendimento e aos riscos ambientais e para a segurança das pessoas e da sociedade.

Abordagens que incorporam o efeito da condição não saturada na interpretação de resultados de ensaios de campo ainda não estão suficientemente desenvolvidas, em especial para os ensaios de perfilagem, como o SPT, o CPT e o DMT. Nesse sentido, tem-se procurado incorporar conceitos da Mecânica dos Solos Não Saturados a fim de avaliar o efeito da sucção nos resultados desses ensaios e normalizar os resultados considerando-o. Não só as técnicas de ensaio requerem melhorias, como as normas precisam ser atualizadas para uma melhor apreciação do estado e do comportamento dos solos não saturados. Por exemplo, como tornar o procedimento de ensaios SPT mais condizente com a realidade de um perfil de solo não saturado se não se determinam os perfis de umidade, as porosidades, mesmo que estimadas, e os avanços dos furos são, muitas vezes, realizados com lavagem antes de se atingir o nível d'água? Fazem-se necessárias adequações para que se possa ter uma maior aproximação entre os resultados dos ensaios e o comportamento real do solo, lembrando que, em um projeto de engenharia, pelo menos, dois aspectos precisam ser adequadamente considerados: o econômico e a segurança.

Dentre as propostas disponíveis para se considerar o efeito da sucção nos resultados de ensaios de campo, destaca-se aquela que incorpora o efeito da sucção nas tensões efetivas por meio da equação de Bishop (1959). Nesse caso, considerar a variação do parâmetro χ linear com o grau de saturação (S_r) de 0 a 1, conforme Robertson *et al.* (2017), é um recurso simples, com bons resultados e, portanto, interessante para fins de aplicação prática. Essa abordagem não dispensa reflexões sobre sua real representatividade para situações específicas. Não só tal representatividade, como outras técnicas de análise irão surgindo e se consolidando com a ampliação dos estudos voltados para os solos não saturados, em especial no contexto dos perfis de intemperismo tropical.

Na abordagem sugerida, é necessário conhecer o valor de sucção de campo, mesmo que de modo estimado, pois sua medida direta quase sempre não é viável na fase de investigação do subsolo. Por isso, muitos autores têm optado por medir o teor de umidade, índice físico relativamente fácil de ser obtido, por meio de amostragem de solo ou técnicas TDR, sendo ainda recomendável avaliar o perfil de porosidade, mesmo que de modo estimado. Tais alternativas, mesmo que simplistas, permitem estimar a sucção por meio da curva de retenção de água, que passa a ser informação fundamental para interpretar o efeito da sucção nos resultados de ensaios de campo. Deve-se enfatizar que essa estimativa é aproximada e deve ser realizada com cautela, pois essa curva geralmente não re-

presenta uma relação única entre umidade e sucção, podendo ser afetada principalmente pela histerese.

Finalmente, cabe destacar que, neste capítulo, procurou-se apontar problemas e possíveis caminhos para uma maior aproximação entre a interpretação de resultados de ensaios de campo e os conceitos da Mecânica dos Solos Não Saturados.

REFERÊNCIAS

ABNT NBR 6484 (2020). Sondagens de Simples Reconhecimento com SPT - Método de Ensaio, CB-02, Rio de Janeiro.

Baillot, R. T.; Júnior, A. R. (1999). Sondagem a Percussão: Comparação entre processos disponíveis para Ensaios SPT. Solos e Rochas, 22, n. 3, 167-178.

Belincanta, A. (1985). Energia dinâmica no SPT - Resultados de uma investigação teórico experimental. Dissertação de Mestrado. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo/SP.

Belincanta, A. (1998). Avaliação dos Fatores Intervenientes no Índice de Resistência a Penetração do SPT, Tese Doutorado, EESC/USP, São Carlos/SP.

Bernardi, C. (2018). Estudo da utilização do ensaio de Dilatômetro de Marchetti em um solo residual compactado com avaliação da influência da sucção, Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina - UFSC.

Bishop, A. W. (1959). The principle of effective stress. Teknisk Ukeblad 106: p. 859-863.

Bishop, A. W.; Alpan, I.; Blight, G. E.; Donald, I. B. (1960). Factors Controlling the Strength of Partly Saturated Cohesive Soils. Proceedings... Research Conference on Shear Strength of Cohesive Soils; ASCE: New York, NY, USA, p. 503-532,

Bishop, A. W.; Donald, I. B. (1961). The experimental study of partly saturated soil in the triaxial apparatus. Proceedings... 5th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Paris, France, v. 1, p. 13-21.

Blight, G. E. (1997). Interactions between the atmosphere and the Earth. Rankine Lecture, Géotechnique, 47, n. 4, p. 715-767.

Blight, G. E. (2003). The vadose zone soil-water balance and transpiration rates of vegetation. Géotechnique, 53, n. 1, p. 55-64.

Bolinelli Jr, H.L.; Mondelli, G.; De Mio, G.; Peixoto, A.S.P.; Giacheti, H.L. (2005). Piezocone de Resistividade na Investigação do Subsolo: Execução, Interpretação e Exemplos de Aplicação, Anais do 11º. CBGE, Florianópolis/SC, CD-Rom, 15 p.

Bryant, J. T.; Fischer, H.; Hossain, M. K.; Cheon, J. Y. (2018). The Active Zone: Unsaturated Soil Volume Change Due to Normal Cycles and Anomalies at Depth. In: Hoyos, L.R.; McCartney, J. S.; Houston S. L.; Likos, W. J. (ed.). PanAm Unsaturated Soils 2017: Swell-Shrink and Tropical Soils. Reston, VA: ASCE, GSP 303, p. 246-256.

Camapum de Carvalho, J.; Pereira, J. H. F. (2001). Análise da influência da sucção nos resultados de SPT e SPT-T em solos porosos colapsíveis. In: 4º. Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados, 2001, Porto Alegre. Anais... São Paulo: ABMS, 2001. p. 509-520.

Camapum de Carvalho, J.; Gitirana Jr, G. F. N. (2021). Unsaturated soils in the context of tropical soils. *Soils & Rocks*, 44, n. 3, p.:e2021068121. <https://doi.org/10.28927/SR.2021.068121>

Campanella, R.G.; Robertson, P.K. (1984). A seismic cone penetrometer to measure engineering properties of soil. In Proceedings of the 54th Annual International Meeting and Exposition of the Society of Exploration Geophysics. Atlanta, Georgia.

Campanella, R.G.; Davies, M.P.; Kristiansen, H.; Daniel, C. (1997). Environmental Site Characterization of Soil Deposits Using In-Situ Test Methods, 50th Canadian Geotechnical Conference of the Canadian Geotechnical Society, Ottawa, Ontario, pp. 381-388.

Campanella, R. G.; Howie, J. A. (2005). Guidelines for the use, interpretation and application of Seismic Piezocone Test data: A manual on interpretation of seismic piezocone test data for geotechnical design, Geotechnical Research Group, Department of Civil Engineering, The University of British Columbia.

Carter, J. P.; Booker, J. R.; Yeung, S. K. (1986). Cavity expansion in cohesive frictional soil; *Géotechnique*, 36 (3): p. 349-358, DOI: 10.1680/geot.1986.36.3.349

Cavalcante, E. H. (2002). Investigação Teórico-experimental sobre o SPT, Tese Doutorado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro/RJ, 430 p.

Cavalcante, E. H.; Coutinho, R. Q.; Danziger, F. A. B. ; Giacheti, H. L. *et al.* (2006). Campos Experimentais Brasileiros. In: XIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica (XIII COBRAMSEG), Curitiba - PR. v. Único. p. 1-90.

Clayton, C. R. I.; Matthews, M. C.; Simons; N. E. (1995). Site Investigation, Wiley-Blackwell; 2nd edition, 592 p.

Collins, M.; Miller, G. A. (2014). Cone Penetration Testing in Unsaturated soils at Two Instrumented Test Sites. In: International Conference on Unsaturated Soils, Proceedings..., Sydney, v. 2, p. 1489-1493.

Cui, Y. J., Lu, Y.F., Delage, P.; Riffard, M. (2005). Field simulation of *in situ* water content and temperature changes due to ground-atmospheric interactions. *Géotechnique*, 55, n. 7, p. 557-567.

Davies, M.P.; Campanella, R.G. (1995). Piezocone Technology: Downhole Geophysics for the Geoenvironmental Characterization of Soil, Proceedings SAGEEP. Orlando, Florida, 11 p.

De Mello, V.F.B. (1971). The Standard Penetration Test – A State-of-the-Art Report., Proc. IV PCSMFE. Porto Rico, v. 1, p. 1-86.

De Mio, G. (2005). Condicionantes geológicas na interpretação de ensaios de piezocone para identificação estratigráfica na investigação geotécnica e geoambiental. Tese (Doutorado em Geotecnia) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos. 359p.

De Mio, G.; Giacheti, H.L.; Stevanato, R.; Gois, J.R.; Ferreira, F.J.F. (2005). Investigação de intrusão de água salgada em aquífero superficial a partir de medidas de resistividade elétrica, *Solos e Rochas*, v. 28, n. 3, p. 249-260.

De Mio, G.; Giacheti, H. L. (2007). The use of piezocone tests for high-resolution stratigraphy of Quaternary sediment sequences in the Brazilian coast.” *Anais da Academia Brasileira de Ciências* 79, n. 1: p. 153-170. <https://doi.org/10.1590/S0001-37652007000100017>.

De Mio, G.; Giacheti, H. L.; Viana da Fonseca, A.; Ferreira, C. (2010). CPTU interpretation for stratigraphic logging: Differences between sedimentary and residual soils. In: 2nd International Symposium on Cone Penetration Testing, 2010, Hingtinton Beach - California. CPT'10, 2010. v. CD-Rom. p. 1-8

Décourt, L. (1989). The Standard Penetration Test, State of the Art, Proc. XII ICSMFE, Rio de Janeiro/RJ, Brasil, p. 2405-2428.

Décourt, L. (1998). A More Rational Utilization of Some Old In Situ Tests, Proc. Geotechnical Site Characterization, ISC'98, Atlanta/USA, p. 913-918.

Duncan, J.M.; Chang, C.M. (1970). Nonlinear analysis of stress and strain in soils. *Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, 96, SM5, p. 1629-1653

Durgunoglu, H. T.; Mitchell, J. K. (1973). Static penetration resistance of soils. For NASA Grant NGR 05-003-406: Lunar Soil Properties and Soil Mechanics, Space Sciences Laboratory Series 14, Issue 24, UC Berkeley; 223 p.

Fernandes, J. B. (2016). Estudo da Resistência e da Deformabilidade de um Perfil de Solo Laterítico não Saturado a Partir de Ensaio Triaxiais. 2016. 150p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Faculdade de Engenharia de Bauru, Universidade Estadual Paulista, Bauru.

Ferrari de Campos, D. J. (2018). Energia de execução de estacas hélice contínua como ferramenta de avaliação da competência do terreno. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Geotecnica, Universidade de Brasília, G.DM 306/2018, 129 p.

Fredlund, D. G., Morgenstern, N. R.; Widger, R. A. (1978). The shear strength of unsaturated soils, *Can. Geotech. J.*, v. 15, p. 313-321.

Fredlund, D. G.; Rahardjo, H. (1993). *Soil mechanics for unsaturated soils*. John Wiley, New York, 517p.

Fredlund, D. G.; Xing, A. (1994). Equations for the soil-water characteristic curve. *Canadian Geotechnical Journal*, v. 31, n. 3, p. 521-532, <https://doi.org/10.1139/t94-061>.

Giacheti, H. L.; Bezerra, R. C.; Rocha, B. P.; Rodrigues, R. A. (2019). Seasonal influence in CPT: an unsaturated soil site example. *J Rock Mech Geotech Eng* 11(2): p. 361-368. <https://doi.org/10.1016/j.jrmge.2018.10.005>

Gibson, R. E.; Anderson, W. (1961). In situ measurement of soil properties with the pressuremeter', *Civil Engineering and Public Work Review*, V. 56 N. 658, 615-618.

Guimarães, R. C. (2002). Análise das propriedades de comportamento de um perfil do solo laterítico aplicada ao estudo do desempenho de estacas escavadas, Dissertação de mestrado, Publicação G.DM-091a/02, Universidade de Brasília, Brasília-DF, 183 p.

Hryciw, R. D.; Dowding, C. H. (1987). Cone Penetration of Partially Saturated Sands. *Geotechnical Testing Journal*, v. 10, n. 3, p. 135-141. <https://doi:10.1520/GTJ10945J>.

Hughes, J.M.O, Wroth, C.P.; Windle, D. (1977). Pressuremeter Tests in Sand, *Géotechnique*, v. 27:4. p. 455-477.

Jennings, J. E. B.; Burland, J. B. (1962). Limitations to the use of effective stresses in partly saturated soils. *Géotechnique*, v. 12, n. 1, p. 125-144,

Khalili, N.; Khabbaz, M. H. A. (1998). Unique Relationship for χ for the Determination of the Shear Strength of Unsaturated Soils. *Geotechnique*. v. 48, n. 5, p. 681-687.

Lee, K. M.; Shen, C. K.; Leung, D. H. K.; Mitchell, J. K. (1999). Effects of placement method on geotechnical behaviour of hydraulic fill sands, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, v. 125, n. 10, pp. 832-846

Lehane, B. M.; Ismail, M. A.; Fahey, M. (2004). Seasonal dependence of *in situ* test parameters in sand above the water table. *Geotechnique*, v. 54, n. 3, p. 215-218, 2004.

Lima, M.C. (2003). Degradação físico-química e mineralógica de maciços junto às voçorocas. Brasília: Tese de Doutorado G.TD – 017A/03, Universidade de Brasília. 336 p.

Lo Presti, D.; Giusti, I.; Cosanti, B.; Squeglia, N.; Pagani, E. Interpretation of CPTu in “unusual” soils. *Riv. Ital. Geotec.* 2016, 50, 23-42

Lo Presti, D; Stacul, S.; Meisina, C; Bordoni, M.; Bittelli, M. (2018). Preliminary validation of a novel method for the assessment of effective stress state in partially saturated soils by cone penetration tests, *Geosciences*, 8 (1), p. 30, 10.3390/geosciences8010030

Lobo, B. O. (2009). Mecanismo de penetração dinâmica em solos granulares”. Tese de doutorado, UFRGS.

Lukiantchuki, J. A. (2012). Interpretação de resultados do ensaio SPT com base em instrumentação dinâmica”. Tese de Doutorado, EESC/USP.

Lunne, T.; Robertson, P.K.; Powell, J. (1997). *Cone Penetration Test in Geotechnical Practice*, London, Blackie Academic Professional. 311 p.

Lutenegger, A. J. (1988) Current status of the Marchetti dilatometer test. In: De Rulter (ed) *Proceedings ISOPT-1 penetration testing: special lecture*, vol 1, Balkema, Rotterdam, pp 137-155

Machado, S. L. (1998). Aplicação de Conceitos de Elastoplasticidade a solos não saturados. 1998. 354 p. Tese (Doutorado em Geotecnia) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos.

Marchetti, S. (1980). In Situ Tests by Flat Dilatometer. *Journal Geotechnical Engineering*, GT3, v. 106, p. 299-321.

Marchetti, S. (1997). The Flat Dilatometer: Design Applications. *Proc. 3rd International Geotechnical Engineering Conference*, Keynote Lecture, p. 421-448.

Marchetti, S. (2006). Origin of the Flat Dilatometer. *Proceedings... 2nd International Conference on the Flat Dilatometer*. American Society of Civil Engineering (ASCE). Washington - DC - USA: R A Failmezger & J B Anderson Editors, v. 1. p. 1-2.

Marchetti, S. (2015). Some 2015 Updates to the TC16 DMT Report 2001. *Proceedings... 3rd International Conference on the Flat Dilatometer*. Parco dei Principi Grand Hotel & SPA, Italy, Rome, 23 p.

Marchetti S.; Monaco P.; Totani G.; Calabrese M. (2001). The Flat Dilatometer Test (DMT) in Soil Investigations, Proc. IN SITU 2001, Intl. Conf. on In situ Measurement Soil.

Mascarenhas, M. M. A. (2003). Influência do Recarregamento e da Sucção na Capacidade de Carga de Estacas Escavadas em Solos Porosos Colapsíveis. Dissertação (Mestrado). Programa de Pós-graduação em Geotecnia, Universidade de Brasília, 141p.

Mayne, P.; Schneider, J.A.; Martin, G.K. (1999). Small- and Large-Strain Soil Properties from Seismic Flat Dilatometer Tests, Proc. Pre-failure Deformation Charact. of Geomaterials, Torino, V.1, p. 419-426.

Ménard, J. L. (1975). The Ménard Pressuremeter, Interpretation and Application of Pressuremeter Test Results to Foundation Design, Soils Soils, N.26, p. 5-44.

Miller G. A; Tanb, N.K.; Collins, R. W. Muraleetharana, K. K. (2018). Cone penetration tests in unsaturated soils. Transp Geotech 17 (Part B): p. 85-99. <https://doi.org/10.1016/j.trgeo.2018.09.008>

Mondelli, G.; De Mio, G.; Giacheti, H. L. (2004). Investigação do subsolo com o piezocone em um perfil de solo tropical areno-argiloso. In: V Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia e Simpósio Brasileiro de Investigação de Campo, 2004, São Paulo/SP. Anais... v. 1. p. 464-474, 2004.

Morais, T. S. O.; Tsuha, C. H. C.; Bandeira, L. A.; Singh, R. M. (2020). Effects of seasonal variations on the thermal response of energy piles in an unsaturated Brazilian tropical soil. Energy Build 216:109971. <https://doi.org/10.1016/j.enbuild.2020.109971>

Nelson, J. D.; Overton, D. D.; Durkee, D. B. (2001). Depth of wetting and the active zone. In: Vipulanandan, C.; Addison, M. B.; Hasen, M. (ed.). Expansive Clay Soils and Vegetative Influence on Shallow Foundations. Reston, VA: ASCE, GSP 115, p. 95-109.

Odebrecht, E. (2003). Medidas de Energia no Ensaio do SPT, Tese Doutorado, UFRGS, Porto Alegre, 230 p.

Palacios, A. (1977). Theory and Measurements of Energy Transfer During Standard Penetration Test Sampling, Ph.D. Thesis, University of Florida, Gainesville, USA, 391 p.

Passos, P.G.O.; Mascarenha, M.M.A. & Camapum de Carvalho, J. (2002). Estudo comparativo de ensaios *in situ* e em laboratório na argila porosa de Brasília. São Paulo: ABMS, XII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, vol. 1, pp. 61-72.

Perez, C. C. (2017). Avaliação da influência da posição da estaca integrando um radier estaqueado em sua capacidade de carga lateral. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM

286/17 Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF. 98 p.

Pournaghiazar, M.; Russel, A. R.; Khalili, N. (2013). The cone penetration test in unsaturated sands. *Geotechnique*, v. 63, n. 14, p. 1209-1220, <https://doi.org/10.1680/geot.12.P.083>.

Ranzini, S.M.T. (1988). SPTF, Solos e Rochas, V.11, p. 29-30.

Ranzini, S.M.T. (1994). SPTF: 2a Parte, Solos e Rochas, V.17, p. 189-190.

Robertson, P. K. (1990). Soil classification using the cone penetration test. *Canadian Geotechnical Journal*. v. 27, n. 1, p. 151-158,, <https://doi.org/10.1139/t90-014>.

Robertson, P. K. (2009). Interpretation of cone penetration tests - a unified approach. *Canadian Geotechnical Journal*, v. 46, n. 11, p. 1337-1355, 2009. <https://doi.org/10.1139/T09-065>.

Robertson, P. K. (2016). CPT-based Soil Behavior Type (SBT) Classification System - An update. *Canadian Geotechnical Journal*, v. 53, n. 12, p. 1910-1927, <https://doi.org/10.1139/cgj-2016-0044>.

Robertson, P.K.; Campanella, R.G.; Gillespie, D.; Rice, A. (1986). Seismic CPT to measure *in situ* shear wave velocity. *Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE*, 112(8): p. 791-803.

Robertson, P. K., Campanella, R. G., Gillespie, D. J.; Grieg, J. (1986). Use of Piezometer Cone Data, *Proceedings of In-Situ' 86, ASCE, Geotechnical Special Publication*, n. 6, p. 1263-1280.

Robertson, P. K.; Viana da Fonseca, A.; Ulrich, B.; Coffin, J. (2017). Characterization of unsaturated mine waste: A case history. *Canadian Geotechnical Journal*, v. 54, n. 12, p. 1752-1761, <https://doi.org/10.1139/cgj-2017-0129>.

Rocha, B. P. (2018). Caracterização geotécnica de solos tropicais não saturados por meio de ensaios de campo. Tese (Doutorado). Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, 242p.

Rocha, B. P.; Rodrigues, R. A., Giacheti, H. L. (2021). The flat dilatometer test in an unsaturated tropical soil site. *Geotech Geol Eng*. <https://doi.org/10.1007/s10706-021-01849-1>

Rodrigues, R. A. (2007). Modelação das deformações por colapso devidas à ascensão de lençol freático. São Carlos, 262p. Tese (Doutorado em Geotecnia) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

Russell, A. R.; Reid, D. (2016). Effects of suction on CPT results and soil classification, *Geotechnical and Geophysical Site Characterisation 5 – Lehané, Acosta-Martínez & Kelly (Eds), Australian Geomechanics Society, Sydney, Australia*, v. 1, p. 521-528.

Saab, A. L. (2016). Análise de um perfil de solo não saturado por meio de ensaios com sucção controlada. Dissertação de Mestrado. Faculdade de Engenharia Civil e Ambiental de Bauru - FEB/UNESP. Bauru.

Santos, C. R. B. (2003). Influência da Modificação do Estado de Tensões e da Sazonalidade nos Parâmetros Geotécnicos oriundos de Ensaio de Campo na Argila Porosa de Brasília. Dissertação de Mestrado. Universidade de Brasília. p. 144.

Schmertman, J.H.; Palacios, A. (1979). Energy Dynamics of SPT, *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE*, V.105, GT8, p. 909-926.

Schnaid, F. (1995). Aspectos relacionados à interpretação de ensaios de campo em solos não-saturados. In: Encontro sobre solos não-saturados, 1995. Aspectos relacionados à interpretação de ensaios pressiométricos em solos não-saturados. Porto Alegre. v. 1. p. 80-88.

Schnaid, F.; Silva, F. G. (1997). Ensaio Pressimétrico Em Solos Não Saturados da Região Sul do Brasil. In: III Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados, Ensaio pressiométrico de um solo não-saturado da Região sul do Brasil. Brasil. v. 2.

Schnaid, F.; Odebrecht, E. (2012). Ensaio de Campo e suas Aplicações à Engenharia de Fundações, *Oficina Textos*, 2ª. Edição, 223 p.

Senaha, S.C.F. (2019). A quartzilização em perfis de intemperismo tropical. Brasília: Dissertação de Mestrado G.DM. – 332/2019, Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Universidade de Brasília, 159 p.

Stewart, W.P.; Campanella, R.G. (1992). Practical Aspects of In-Situ Measurements of Material Damping with the SCPT, *Canadian Geotechnical Journal*, v. 30, n. 2, p. 211-219.

Tan, K. N. (2005). Pressuremeter and cone penetrometer testing in a calibration chamber with unsaturated Minco silt (Ph.D. Thesis). University of Oklahoma.

Teixeira, A. H. (1974). A Padronização de Sondagens de Simples Reconhecimento, *V COBRAMSEG, São Paulo/SP*, v. 3, p. 1-22.

Teixeira, A. H. (1993). Um Aperfeiçoamento das Sondagens de Simples Reconhecimento à Percussão. Solos do Interior São Paulo. São Carlos/SP, p. 77-93

Vanapalli, S. K.; Fredlund, D. G.; Pufahl, D. E.; Clifton, A.W. (1996). Model for the prediction of shear strength with respect to soil suction. *Can Geotech J*; 33 (3): p. 379-392.

Vargas, M. (1989). Heritage Lecture: Soil Mechanics in Brazil, Proc. XII ICSMFE, Rio de Janeiro/RJ, Brasil, v. 4, p. 2289-2299.

Vilar, O. M. (2003). Introdução à mecânica dos solos não saturados. Apostila – Notas de Aula da disciplina Resistência ao cisalhamento nos solos (SGS 5846) – Departamento de Geotecnia, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

Vilar, O. M.; Rodrigues, R. A. (2011). Collapse behavior of soil in a Brazilian region affected by a rising water table. *Canadian Geotechnical Journal*, 48 (2), p. 226-233.

Wickremesinghe, D. S. (1989). Statistical Characterization of Soil Profiles Using In Situ Tests. (Ph.D. Thesis). University of British Columbia, Vancouver, Canada, 288 p.

Yang, H.; Russell, A. R. (2016). Cone penetration tests in unsaturated silty sands. *Canadian Geotechnical Journal*, v. 53, n. 3, p. 431-444, <https://doi.org/10.1139/cgj-2015-0142>.

Yu, H. S.; Houlsby, G. T. (1991). Finite cavity expansion in dilatant soils loading analysis. *Geotechnique*, London, v. 41, n. 2, p. 173-183.

Yu, H. S.; Houlsby, G. T. (1995). A large strain analytical solution for cavity contraction in dilatant soils, *Int. Journal of Numerical Anal. Methods Geomech.*, v. 19, n. 1, p. 793-811.

Zawadzki, L.; Bajda, M. (2016). Impact of the moisture content in medium sands on CP-TU test results. *Annals of Warsaw University of Life Sciences e SGGW. Land Reclamation*, 48 (3), p. 221-231.

Capítulo 21

MODELOS CONSTITUTIVOS APLICADOS AOS SOLOS NÃO SATURADOS

Marcos Massao Futai
Francisco Chagas da Silva Filho

1. INTRODUÇÃO

Tendo em vista a grande variabilidade dos tipos de solos, maciços heterogêneos e anisotrópicos, a modelagem dos materiais geotécnicos sempre apresentou maior dificuldade do que os demais materiais estruturais. Os solos, dificilmente apresentam comportamento totalmente elástico. Além disso, a parcela de deformação elástica é pequena e por isso, a não linear é mais frequente nos casos práticos.

Os modelos constitutivos de solos têm sido desenvolvidos com o intuito de representar essas diferentes características. Não há um único modelo que consiga ser aplicado a todos tipos de solos. No caso específico dos solos não saturados, é preciso que o modelo matemático consiga representar a variação da deformabilidade e da resistência com a sucção.

Alguns assuntos e conceitos que já foram vistos em outros capítulos serão incorporados nos modelos matemáticos que serão apresentados neste capítulo. O princípio das tensões efetivas, da forma como foi proposto para solos saturados, não é totalmente válido para os solos não saturados, como será apresentado mais adiante e, por isso, os modelos constitutivos se tornam mais complexos.

Dependendo do solo, algumas características, como colapso e expansão, precisam ser consideradas para possam ser realizadas boas previsões. Conforme já apresentado em outro capítulo, grande parte dos solos não saturados do Brasil são tropicais e, por isso, os modelos desenvolvidos para outros solos nem sempre podem ser utilizados sem as devidas adaptações.

A escolha do modelo constitutivo deve se basear no comportamento do solo obtido por meio de ensaios de campo ou laboratório, como mostrado em outros capítulos deste livro. A aplicação dos modelos constitutivos, tal como na mecânica dos solos clássica, está limitada a alguns casos, cujo estado de tensões é mais simples, por isso, muitas vezes, é preciso que esses modelos estejam implementados em *softwares* de elementos finitos para realizar análises mais completas.

2. PRINCÍPIO DAS TENSÕES EFETIVAS E SUA VALIDADE

A grande diferença do comportamento dos materiais estruturais ou da mecânica clássica e da mecânica dos solos tradicional (solos saturados) é a necessidade de se considerar o solo em termos de tensão efetiva. Porém, quando o solo não está saturado, foram verificados comportamentos que invalidam o princípio das tensões efetivas. Neste item, serão, primeiramente, apresentadas as diversas propostas de extensão do princípio das tensões efetivas para solos não saturados e depois discutida sua validade. Diversas são as proposições de expressões para tensões efetivas de solos não saturados, as quais estão resumizadas no Quadro 1.

Todas as expressões podem ser resumidas na definição de Bishop e Blight (1963). Esses autores reescreveram outra expressão, partindo da equação de Bishop (1959), dividindo-a em duas parcelas, uma devido à tensão total e outra devido às pressões nos poros:

$$\sigma' = \sigma - u_a + f(u_a - u_w) \quad (\text{Eq. 1})$$

e Matyas e Radhakrishna (1968) sugeriram que:

$$\sigma' = f(\sigma, u_a, u_w) \quad (\text{Eq. 2})$$

A expressão de Bishop e Blight (1963) foi proposta para:

- controlar o comportamento do solo,
- associar a variação do campo de tensões associada ao campo de deformações (variação de volume) e
- obter a de resistência ao cisalhamento em condição não saturada.

A aplicabilidade do princípio das tensões efetivas de Terzaghi para solos saturados está bem consolidada. Entretanto, tentativas de diversos autores (Donald, 1961; Cronney *et al.*, 1958; Bishop, 1959; Lambe, 1960; Aitchinson, 1961; Jennings, 1961; Richards, 1966; Aitchinson, 1963), de formular uma equação de tensões efetivas que realmente representasse o comportamento dos solos não saturados, não tiveram sucesso total.

Quadro 1 – Expressão de tensão efetiva dos solos não saturados (Jucá, 1993)

Referência	Equação	Descrição das variáveis
Donald (1956)	$\sigma' = \sigma + p''$ (Eq. 3)	p'' = pressão intersticial da água sob tensão atmosférica;
Cronney <i>et al.</i> (1958)	$\sigma' = \sigma - \beta' u_w$ (Eq. 4)	χ = parâmetro referente ao grau de saturação; u_a = pressão de ar e fase vapor;
Bishop (1959)	$\sigma' = (\sigma - u_a) + \chi(u_a - u_w)$ (Eq. 5)	β' = fator de influência medido de um número de ensaios da tensão efetiva que contribui para a resistência;
Lambe (1960)	$\sigma = \bar{\sigma} a_m = u_a a_a + u_w a_w + R - A$ (Eq. 6)	a_a = fração da área total de contatos ar; ψ = parâmetro que varia de zero a um;

Referência	Equação	Descrição das variáveis
Aitchison (1961)	$\sigma' = \sigma + \psi p''$ (Eq. 7)	p'' = pressão nos poros de água negativa; β = fator estático de mesmo tipo de contato de área;
Jennings (1961)	$\sigma' = \sigma + \beta p''$ (Eq. 8)	χ_m = parâmetro de tensão efetiva para sucção matricial; h_m = sucção matricial;
Richards (1966)	$\sigma' = \sigma - u_a + \chi_m (h_m + u_a) + \chi_s (h_s + u_a)$ (Eq. 9)	χ_s = parâmetro de tensão efetiva para sucção osmótica; h_s = sucção osmótica;
Aitchinson (1973)	$\sigma' = \sigma + \chi_m p''_m + \chi_s p''_s$ (Eq. 10)	p''_m = sucção matricial; p''_s = sucção osmótica.

Com base em resultados experimentais, Jennings e Burland (1962) questionaram a validade das equações de tensões efetivas para solos não saturados. O principal problema das equações de tensão efetiva é a impossibilidade de prever as variações de volume dos solos não saturados, principalmente para os fenômenos como o colapso.

Utilizando uma figura de Aitchinson e Donald (1956), Alonso *et al.* (1987) concluíram pela não validade das equações de tensões efetivas para solos não saturados. Aitchinson e Donald (1961) mostraram que a relação entre tensões efetiva intergranular e a pressão de água nos poros (baseado num modelo de capilaridade) depende da sucção e do tipo de solo, sendo essa relação linear para baixos valores de sucção.

Bishop (1961) acreditava que o estudo da pressão nos poros estava diretamente relacionado com o princípio das tensões efetivas e demonstrou que os parâmetros (das equações de Croney *et al.*, 1958; Bishop, 1959; Aitchinson, 1961; Jennings, 1961) que multiplicam a pressão nos poros são as mesmas:

$$\psi = \beta = \beta' = \chi \quad (\text{Eq. 11})$$

Alonso e Gens (1993) ilustraram a ineficiência do princípio das tensões efetivas aplicada aos solos não saturados, utilizando, para isso, resultados apresentados por Vicol (1990).

Alonso e Gens (1993) descrevem dois ensaios edométricos (Figura 1) de Vicol (1990):

- **E18** - ensaio realizado com sucção inicial de 1500 kPa, sob tensão vertical de 25 kPa, mantida sucção durante a aplicação do carregamento vertical;
- **E22** - ensaio realizado com sucção inicial de 1500 kPa, com tensão vertical de 25 kPa, reduzindo a sucção até saturar o corpo de prova e prosseguindo com o carregamento vertical. Esses ensaios são apresentados nas Figuras 1(a) e (b).

Alonso e Gens (1993) ressaltaram os seguintes pontos da análise do ensaio de Vicol (1990):

- a aplicação da sucção no ensaio E22 induziu um pré adensamento maior que 25 kPa, que pode ser visto na Figura 1b. Utilizando-se o princípio das tensões efetivas de

Bishop (1959), a tensão de pré-adensamento é menor que 1525 kPa ($\sigma' = 25 + 1500\chi$, sendo $\chi < 1$). Somando-se a sucção à tensão total, deveria retornar à tensão efetiva no ensaio E18, prevendo a condição saturada;

- as curvas E18w (em termos de tensões efetivas, $\sigma_v + s$) e E18a (em termos de tensões totais) são resultados previstos segundo a equação de Bishop (1959);
- observando-se a Figura 1(b), vê-se que uma pequena parte da curva E18 coincide com a curva na condição saturada e, em termos de tensões efetivas, esse comportamento não pode ser previsto.

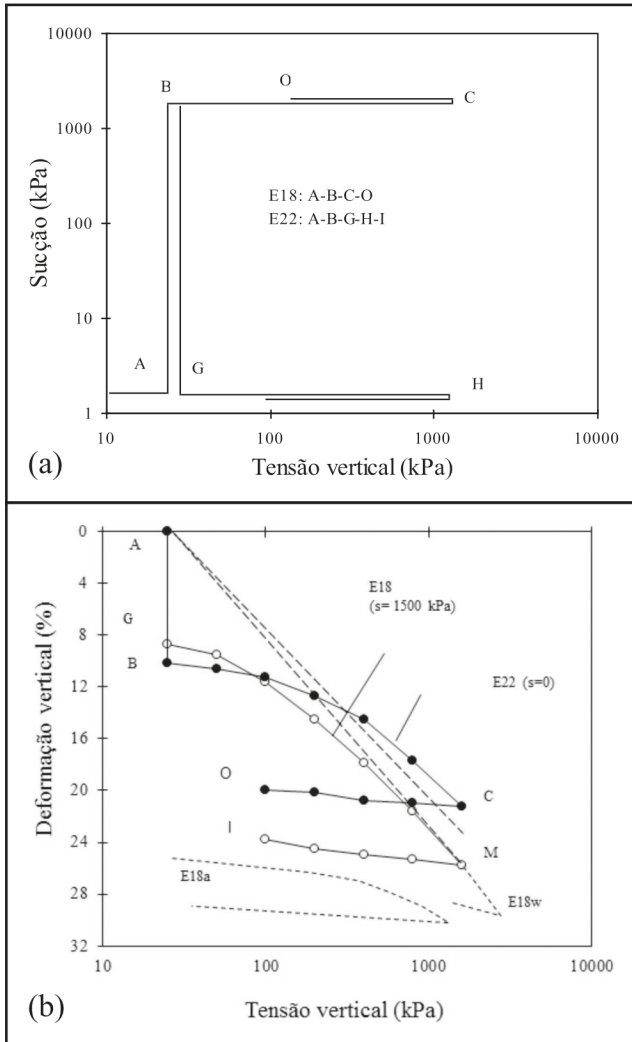


Figura 1 – Ensaio edométrico com controle de sucção realizados por Vicol, 1990 (Alonso e Gens, 1993)

3. TEORIAS PROPOSTAS PARA PREVISÃO DE COMPORTAMENTO DE SOLOS NÃO SATURADOS

Existem diversas proposições para prever o comportamento deformacional dos solos não saturados. Houve um desenvolvimento distinto na evolução conceitual e na matemática até a década de 1970 e depois dela, como será apresentado nos itens seguintes.

As primeiras propostas para previsão do comportamento dos solos não saturados seguiram o caminho de encontrar uma expressão do princípio das tensões efetivas para solos não saturados e, assim, usar os mesmos conceitos conhecidos na mecânica dos solos tradicional. Diversos autores tentaram esse feito no final da década de 50 e começo da década de 60. A expressão mais utilizada e discutida foi a de Bishop (1959). Problemas para descrever a variação de volume com a umidade dos solos não saturados inviabilizaram a aplicabilidade dessa teoria.

Houve um avanço teórico quando se considerou que a trajetória de tensões é independente da trajetória de sucção, não podendo expressar essa combinação em uma única expressão (Jennings e Burland, 1962; Bishop e Blight, 1963; Aitchinson, 1965; Brackly, 1971).

Matyas e Radhakrishna (1968) apresentaram o conceito da superfície de estado para prever ou representar o comportamento dos solos não saturados. A superfície de estado é aquela que representa a variação do grau de saturação ou volume sob dois componentes de tensões independentes (tensão média e sucção). A pressão de ar nos poros foi tomada como referência por Bishop e Donald (1961) e também por Coleman (1962).

Matyas e Radhakrishna (1968) utilizaram variáveis, denominadas parâmetros de tensão, como no caso de tensões principais e sucção:

$$p_a = \left(\frac{\sigma + 2\sigma_3}{3} - u_a \right), \text{ tensão normal média;} \quad (\text{Eq. 12})$$

$$u_c + u_a - u_w, \text{ sucção.} \quad (\text{Eq. 14})$$

Esses parâmetros são mais apropriados por representarem a tensão isotrópica, desviadora e a sucção, separando a matriz isotrópica da matriz desviadora das tensões, similar à utilizada na teoria dos estados críticos. Os resultados experimentais de Matyas e Radhakrishna (1968) eram todos de compressão hidrostática, reduzindo os parâmetros de tensão à:

$$p_a = (\sigma - u_a), \text{ tensão hidrostática;} \quad (\text{Eq. 15})$$

$$u_c = u_a - u_w, \text{ sucção.} \quad (\text{Eq. 16})$$

Esses parâmetros de tensão associados ao índice de vazios ou ao grau de saturação representam o estado de deformação ou de umedecimento dos solos não saturados. As variáveis $(\sigma - u_a)$ e $(u_a - u_w)$ também são utilizadas por Donald (1961), Coleman (1962), Fredlund e Morgenstern (1977), Fredlund (1979), Lloret e Alonso (1980,1985).

A superfície de estado introduzida por Matyas e Radhakrisna (1968) foi proposta como sendo uma superfície constitutiva, descrita como única, com independência entre as variáveis de estado.

A histerese devido à variação da sucção (curva de umedecimento e secagem devido à variação da sucção) é um grande problema para que a superfície seja única. Somado a isso, há a possibilidade de a própria curva de carregamento e descarregamento não ser a mesma, dependendo da história de tensões à qual o solo esteve submetido (Matyas e Radhakrisna, 1968).

Fredlund e Morgenstern (1977), utilizando equilíbrio de tensões de um elemento infinitesimal de solos não saturados e ensaios de variação de volume nulo, sugeriram três estados de tensões: $(\sigma - u_a)$, $(\sigma - u_w)$ e $(u_a - u_w)$, podendo-se associar: $(\sigma - u_a)$ e $(u_a - u_w)$; $(\sigma - u_w)$ e $(u_a - u_w)$ ou $(\sigma - u_a)$ e $(\sigma - u_w)$.

O estado de tensões no espaço $[\tau, (\sigma - u_a), (u_a - u_w)]$ ou (q, p, r) , mais o eixo de sucções, tem-se:

$$p = \left(\frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} - u_a \right) \quad (\text{Eq. 17})$$

$$q = \left(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \right) \quad (\text{Eq. 18})$$

$$r = (u_a - u_w) \quad (\text{Eq. 19})$$

Coleman (1962), Fredlund (1979) e Alonso *et al.* (1988) apresentaram equações constitutivas, baseadas na teoria da elasticidade para solos não saturados. A definição dos parâmetros dos solos não saturados é pouco prática, além de ser difícil de defini-la. Os parâmetros de deformabilidade são claramente não lineares; Fredlund (1979) adota-os de forma incremental.

Uma importante contribuição para compreensão do comportamento dos solos não saturados foi dada por Alonso, Gens e Hight (1987). Esses autores apresentaram conceitos elastoplásticos e de estados críticos para solos não saturados. As formulações foram apresentadas num espaço de tensões (p, q, s) .

Alonso, Gens e Josa (1990) apresentaram a formulação matemática do modelo constitutivo elastoplástico para solos não saturados segundo os conceitos apresentados por Alonso *et al.* (1987). Esse modelo foi idealizado num espaço de quatro dimensões matemáticas:

$$p = \left(\frac{\sigma_1 + 2\sigma_3}{3} - u_a \right), \text{ tensão normal média,} \quad (\text{Eq. 20})$$

$$q = \sigma_1 - \sigma_3, \text{ tensão desviadora,} \quad (\text{Eq. 21})$$

$$s = u_a - u_w, \text{ sucção,} \quad (\text{Eq. 22})$$

$$v = 1 + e, \text{ volume específico.} \quad (\text{Eq. 23})$$

Modificações posteriores (Balmaceda, 1991 e Josa *et al.*, 1992) possibilitaram considerar outros comportamentos quanto à variação de volume.

Wheeler e Sivakumar (1995) publicaram outra formulação de estados críticos para solos não saturados. Wheeler (1996) utilizou o volume específico de água como outra variável, utilizando um espaço matemático de cinco dimensões, sendo a variável de volume função do volume total e do volume de água. O avanço representado por esse modelo está na previsão do comportamento não drenado dos solos não saturados.

Alonso (1993) agrupa os modelos constitutivos para a previsão do comportamento dos solos não saturados em quatro categorias:

- expressões analíticas;
- superfícies constitutivas
- modelos elásticos;
- modelos elastoplásticos.

A seguir, serão apresentados esses modelos de comportamento.

4. EXPRESSÕES ANALÍTICAS

As expressões analíticas são equações para prever a deformação volumétrica específica ou índice de vazios com a aplicação de uma tensão. Essas são apresentadas, no Quadro 2, algumas expressões citadas por Alonso (1993).

Quadro 2 – Expressões analíticas (Alonso, 1993).

Referência Bibliográfica	Expressão	Descrição
Jimenez Salas e Serratosa (1953)	$\frac{\Delta e}{1 + e_0} = k p_0 \log \frac{p_0}{\sigma} \quad (24)$	$\frac{\Delta e}{(1 + e_0)}$ = variação de volume; p_0 = tensão de expansão; K = constante.
Aitchison <i>et al.</i> (1973)	$\frac{\Delta e}{1 + e_0} = C_\sigma \Delta \log \sigma + I_m \Delta \log \psi_m + I_s \Delta \log \psi_s \quad (25)$	ψ_m = sucção matricial; ψ_s = sucção osmótica; C_σ, I_m, I_s = constantes.
Lytton (1997)	$\frac{\Delta e}{1 + e_0} = -\gamma_\sigma \Delta \log \sigma - \gamma_h \Delta \log (u_a - u_w) \quad (26)$	γ_s, γ_h = coeficientes empíricos relacionados com o índice de plasticidade, a quantidade de argila e a capacidade de troca cationica; $u_a - u_w$ = sucção
Johnson (1978)	$\Delta e = \frac{\alpha \gamma_s}{100B} \left[\log (u_a - u_w)^0 - \log \left[\log (u_a - u_w)_f^0 + \alpha \sigma \right] \right] \quad (27)$	$(u_a - u_w)^0$ = sucção inicial antes do carregamento;* $(u_a - u_w)_f^0$ = sucção final.

Referência Bibliográfica	Expressão	Descrição
Justo <i>et al.</i> (1984)	$\frac{\Delta e}{1 + e_0} = a + b \Delta \log \sigma + c (\Delta \log \sigma)^2 + d (\Delta \log \sigma)^3 \quad (28)$	a, b, c e d = constantes

* pode ser determinado pela expressão:

$$\log(u_a - u_w)^0 = A - B\omega \quad (\text{Eq. 29})$$

sendo:

$$A \text{ e } B = \text{constantes}$$

5. SUPERFÍCIES DE ESTADO

As superfícies de estado são representadas pelos parâmetros de estado. Os parâmetros de estado devem ser escolhidos de modo que sejam suficientes para descrever o comportamento de um solo não saturado sem que haja conhecimento prévio da sua história de tensões. Alguns dos parâmetros de estado que têm sido utilizados são: estado de tensão, grau de saturação, estrutura do solo, índice de vazios e umidade.

Os parâmetros de estado podem ser relacionados por meio de funções matemáticas, as quais foram definidas como funções de estado. Essas funções representam a superfície de estado em um espaço tridimensional, como idealizado por Bishop e Blight (1963). Esses autores propuseram que, em um espaço tridimensional, fosse construída uma superfície com dados de variação de volume contra $(\sigma - u_a)$ e $(u_a - u_w)$, como mostrada na Figura 2.

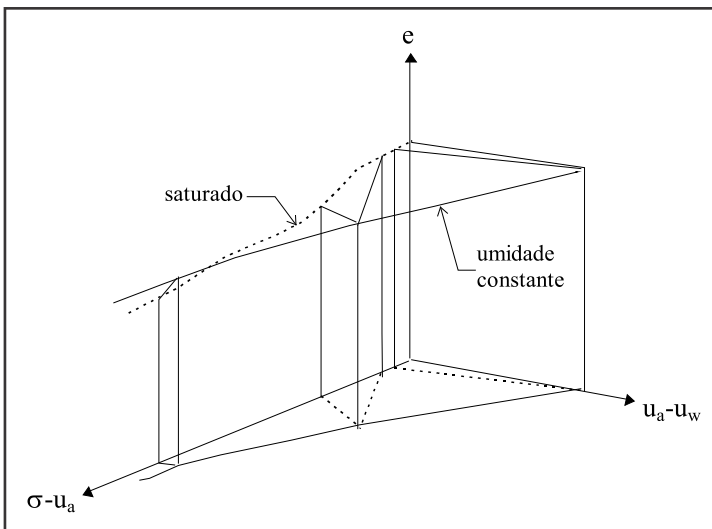


Figura 2 – Espaço tridimensional idealizado por Bishop e Blight (1963)

Matyas e Radhakrisna (1968) apresentaram as seguintes funções de estado para ensaios triaxiais:

$$e = F(p_a, q, u_c, e_0 Sr_0); \tag{Eq. 30}$$

$$S = \phi(p_a, q, u_c, e_0 Sr_0); \tag{Eq. 31}$$

e para ensaios edométricos se pode considerar as funções:

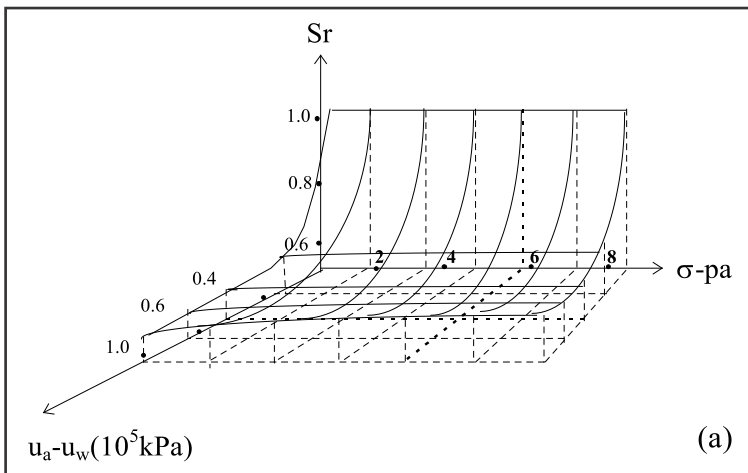
$$e = F(\sigma, u_c, e_0 Sr_0); \tag{Eq. 32}$$

$$S = \phi(\sigma, u_c, e_0 Sr_0). \tag{Eq. 33}$$

O estado inicial do solo é representado pelo seu índice de vazios e grau de saturação iniciais, e o estado de tensão pela: tensão média $\left(p_a = \frac{\sigma_1 - 2\sigma_3}{3} - p_a \right)$ e tensão desviadora $(q = \sigma_1 - \sigma_3)$ ou tensão vertical (σ) e a sucção $(u_c = u_a - u_w)$.

Sendo que F e ϕ podem ou não ser funções únicas, dependendo do caminho de saturação ou sucção.

Matyas e Radhakrisna (1968) apresentaram resultados experimentais na forma de superfície de estado (Figura 3a e 3b) desenhados em um espaço $(\sigma - u_a)$ e $(u_a - u_w)$ contra índice de vazios ou grau de saturação. As funções de estado também foram exploradas por Fredlund (1979) e Lloret e Alonso (1985).



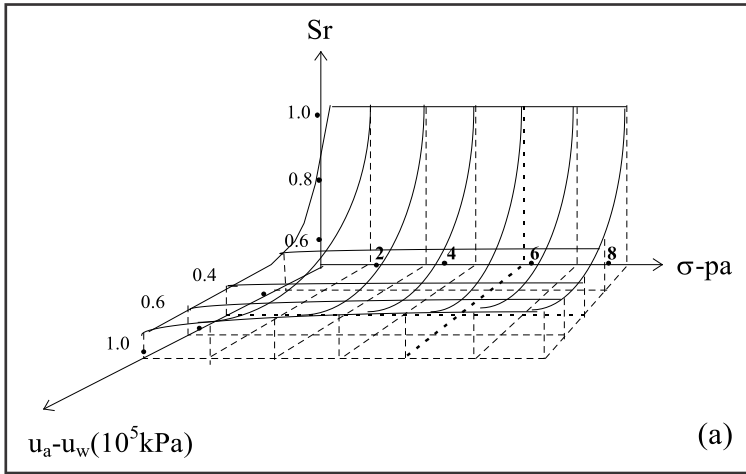


Figura 3 – Superfícies de estado de porosidade e grau de saturação (Matyas e Radhakrisna, 1968)

5.1 Equações propostas por Fredlund (1979)

Fredlund (1979) propôs a utilização de escalas logarítmicas para os pares de tensão $(\sigma - u_a)$ e $(u_a - u_w)$, tentando a linearização da superfície. O autor apresentou duas equações de superfície de estado, uma para o índice de vazios e outra para a umidade.

$$e = e_0 - C_t \log \frac{(\sigma - u_a)^f}{(\sigma - u_w)^0} - C_m \log \frac{(u_a - u_w)^f}{(u_a - u_w)^0} \quad (\text{Eq. 35})$$

onde:

C_t = é o valor do índice de compressibilidade convencional no plano saturado e
 C_m = é o índice para o carregamento no plano índice de vazios “versus” sucção.

$$w = w_0 - D_t \log \frac{(\sigma - u_a)^f}{(\sigma - u_w)^0} - D_m \log \frac{(u_a - u_w)^f}{(u_a - u_w)^0} \quad (\text{Eq. 36})$$

onde:

D_t = é o índice de umidade correspondente a tensão total;
 D_m = é o índice de umidade correspondente a sucção.

5.3 Equações propostas por Lloret e Alonso (1985)

Lloret e Alonso (1985) partiram de dez equações para prever o índice de vazios de uma série de ensaios em uma análise estatística. Concluíram que o solo por eles estudado foi melhor representado pelas seguintes funções de estado:

para a variação de volume:

$$e = a + b \log(\sigma - u_a) + c \log(u_a - u_w) + d[(\sigma - u_a) \log(u_a - u_w)] \quad (\text{Eq. 37})$$

para o grau de saturação:

$$Sr = a - \tanh[b(u_a - u_w)][c + d(\sigma - u_a)] \quad \text{ou:} \quad (\text{Eq. 38})$$

$$Sr = a - \{1 - e^{-b(u_a - u_w)}\} [c + d(\sigma - u_a)] \quad (\text{Eq. 39})$$

onde:

a, b, c, d = são parâmetros obtidos a partir do sistema de equações

Os resultados obtidos foram satisfatórios para aquele solo. Entretanto, Lloret e Alonso (1985) trataram as funções acima através de regressões; assim, fica a dúvida quanto à aplicabilidade delas para outros materiais.

6. MODELOS ELÁSTICOS PARA SOLOS NÃO SATURADOS

Os modelos elásticos são aqueles que relacionam diretamente a variação do estado de deformação com o estado de tensão do solo. Trata-se de uma tentativa de estender a teoria da elasticidade linear para os solos não saturados.

Os modelos que assim se classificam são os de Coleman (1962), Fredlund (1979) e Alonso et al (1988).

6.1 Modelos de Coleman (1962)

Coleman (1962) definiu equações para representar a variação de volume de água, deformação volumétrica que está apresentadas a seguir.

Para a variação de volume de água:

$$-\frac{dV_w}{V} = -C_{11}(du_w - du_w) + C_{12}(d\sigma - du_a) + C_{13}(d\sigma_1 - d\sigma_3) \quad (\text{Eq. 40})$$

Para a variação de volume:

$$-\frac{dV}{V} = -C_{21}(du_w - du_w) + C_{22}(d\sigma - du_a) + C_{23}(d\sigma_1 - d\sigma_3) \quad (\text{Eq. 41})$$

Para a variação da deformação cisalhante:

$$-(d\varepsilon_1 - d\varepsilon_3) = -C_{31}(du_w - du_w) + C_{32}(d\sigma - du_a) + C_{33}(d\sigma_1 - d\sigma_3) \quad (\text{Eq. 42})$$

onde:

C_{11} , C_{12} , C_{13} = são parâmetros associados com a variação do volume de água no elemento de solo;

C_{21}, C_{22}, C_{23} = são parâmetros associados com a variação de volume do elemento de solo;

C_{31}, C_{32}, C_{33} = são parâmetros associados com a deformação cisalhante.

Como se sabe, esses parâmetros dependem da sucção, tensão isotrópica, tensão desviadora e da história de tensões em solos reais, porém, é uma tarefa complexa incorporá-los nos modelos elásticos sobretudo nos lineares.

6.2 Modelo de Fredlund (1979)

O modelo proposto por Fredlund (1979) é a mais próxima da teoria da elasticidade linear, incluindo a deformabilidade dos solos devido à sucção.

$$\varepsilon_x = \frac{(\sigma_x - u_a)}{E_1} - \frac{\mu_1}{E_1}(\sigma_y + \sigma_z - 2u_a) + \frac{(u_a - u_w)}{H_1} \quad (\text{Eq. 43})$$

$$\varepsilon_y = \frac{(\sigma_y - u_a)}{E_1} - \frac{\mu_1}{E_1}(\sigma_x + \sigma_z - 2u_a) + \frac{(u_a - u_w)}{H_1} \quad (\text{Eq. 44})$$

$$\varepsilon_z = \frac{(\sigma_z - u_a)}{E_1} - \frac{\mu_1}{E_1}(\sigma_x + \sigma_y - 2u_a) + \frac{(u_a - u_w)}{H_1} \quad (\text{Eq. 45})$$

sendo:

$\varepsilon_x, \varepsilon_y, \varepsilon_z$ = deformação específica, segundo as direções x, y e z respectivamente;

E_1 = módulo de elasticidade para o carregamento de $(\sigma - u_a)$;

μ_1 = coeficiente de Poisson e

H_1 = módulo de elasticidade para o carregamento de $(u_a - u_w)$.

6.4 Modelo de Alonso *et al.* (1988)

Nesse modelo, as deformações resultam da soma de duas parcelas, uma devido aos efeitos da variação de tensões e a outra devido à deformações volumétricas causadas pela variação da sucção.

$$d\varepsilon = D^{-1}d\sigma^* + d\varepsilon_0 \quad (\text{Eq. 46})$$

onde:

$\sigma^* = \sigma - mu_a$ e $m = [1, 1, 1, 0, 0, 0, 0]$;

matriz D = modelo elástico linear ou modelo (K, G) ;

K = módulo volumétrico;

ε_0 = pode ser obtido através de superfícies de estado em ensaios edométricos ou triaxiais;

G = módulo cisalhamento, sendo uma expressão de tensão-deformação hiperbólica.

$$G = [G_0 + M(u_a - u_w)] \left[1 - \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)R}{(\sigma_1 - \sigma_3)_f} \right]^2 \quad (\text{Eq. 47})$$

onde:

M = constante;

R = constante próxima a 1.

$(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ = tensão desviadora na ruptura, pode-se adotar um critério de ruptura tipo Mohr-Coulomb ou outro.

6.4 Exemplo de aplicação numérica com modelo elástico: barragem de terra

Para demonstrar a aplicabilidade de modelo elástico para solos não saturados, apresenta-se, neste capítulo, um estudo numérico e experimental de simulação do enchimento de uma pequena barragem de terra, construída com o propósito de verificar uma solução de baixo custo para execução de reservatórios no semiárido nordestino.

A barragem foi construída na parte central do maciço, com energia de compactação e umidade em torno do ponto ótimo da curva do ensaio de Proctor Nomal, ou seja, Grau de Compactação mínimo de 95% e umidade variando 1,5% para mais ou para menos. Já nos espaldares, a barragem foi construída com baixa energia e baixa umidade (ramo seco da curva de compactação). Dessa forma, apenas os espaldares possuíam uma estrutura metaestável (ou colapsível).

A barragem experimental foi construída em propriedade da Universidade Federal do Ceará, no município de Quixadá, na Fazenda Lavoura Seca. A Figura 4 mostra uma visão geral do maciço ao final de sua construção.



Figura 4 – Barragem experimental – Quixadá

O programa UNSTRUCT adota uma interpolação linear de rigidez entre o solo compactado com baixa energia e pouca umidade em ensaio duplo de adensamento, ou seja, dois corpos de prova são moldados e carregados sob condições edométricas, um deles na umidade natural e outro previamente inundado. As deformações devido à variação de umidade (expansão ou colapso) é determinada através de duas técnicas numéricas. Para a expansão, utiliza-se uma analogia térmica (Miranda, 1988) e para o colapso, uma variação de rigidez (Silva Filho, 1998).

A Figura 6 mostra o resultado do ensaio duplo de adensamento realizado por Lôbo Neto (2013) e que reproduz as características mecânicas dos solos nos espaldares e no núcleo da barragem. Para o núcleo da barragem, Lôbo Neto (2013) considerou que as curvas de compressibilidade do solo inundado e seco coincidiam e, dessa forma, não apresentariam deformações de colapso por aumento de umidade.

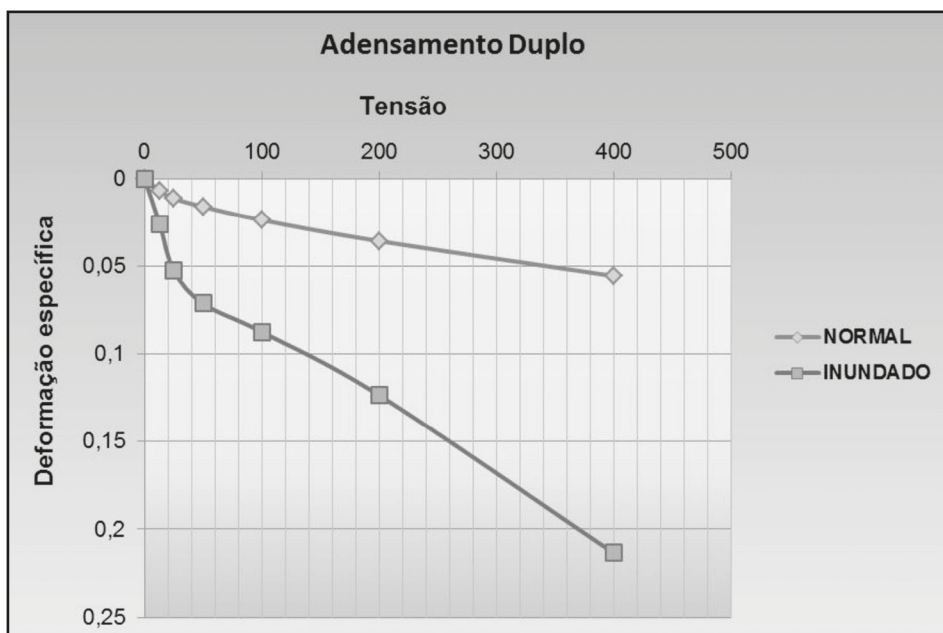


Figura 6 – Ensaio Duplo de Adensamento (Lôbo Neto, 2013)

A análise realizada admitiu que o comportamento tensão-deformação do solo poderia ser considerado linear devido à pequena faixa de tensões, pois a barragem tem menos de 5 metros de altura máxima. Também, adotou-se impedimento de deslocamento em ambas as direções na base do maciço. A Figura 7 mostra a malha de elementos de elementos finitos utilizada por Lôbo Neto (2013).

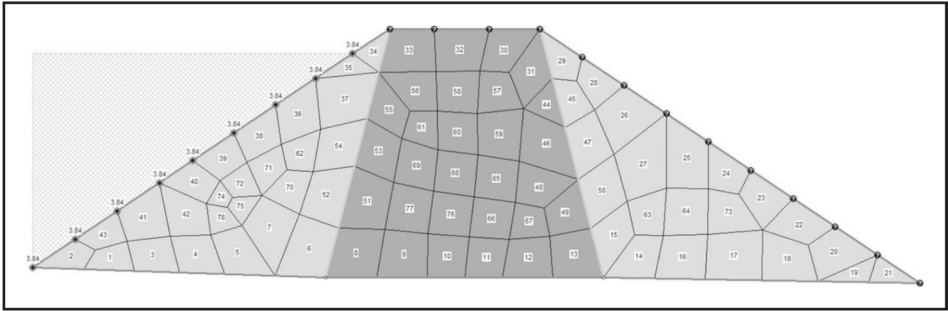


Figura 7 – Malha da seção analisada para estudo tensão-deformação

Os resultados das simulações após o enchimento da barragem e do fluxo transiente no maciço para 15, 30, 60 e 240 dias foram:

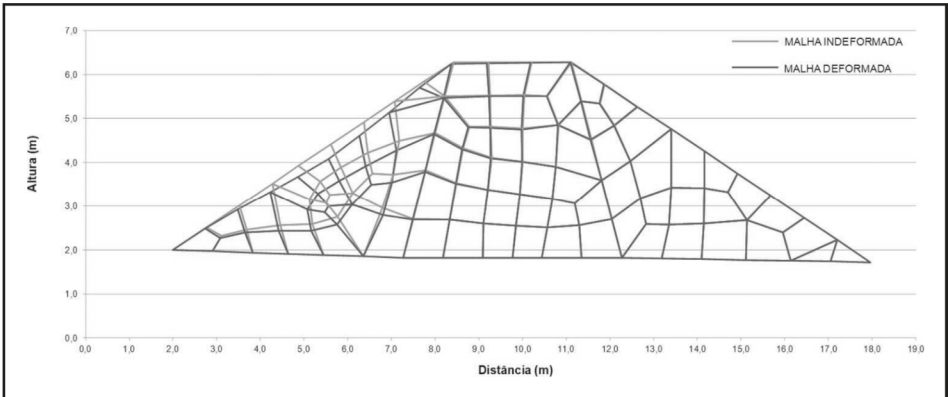


Figura 8 – Deformação para 15 dias. Fator de aumento de deslocamento – 15x.

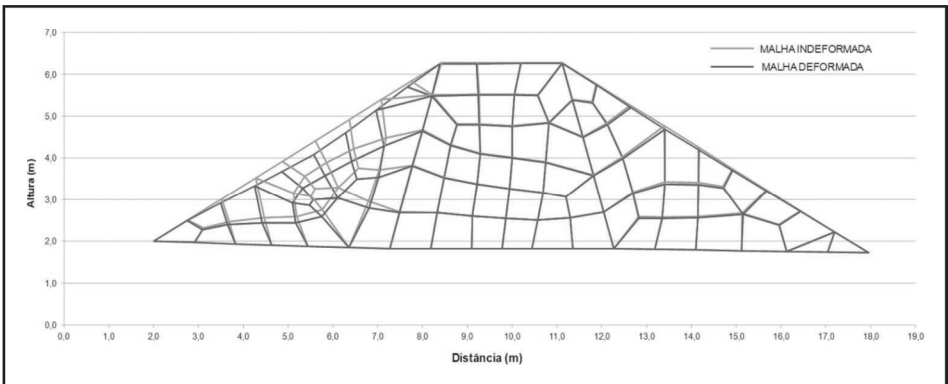


Figura 9 – Deformação para 30 dias. Fator de aumento de deslocamento – 15x.

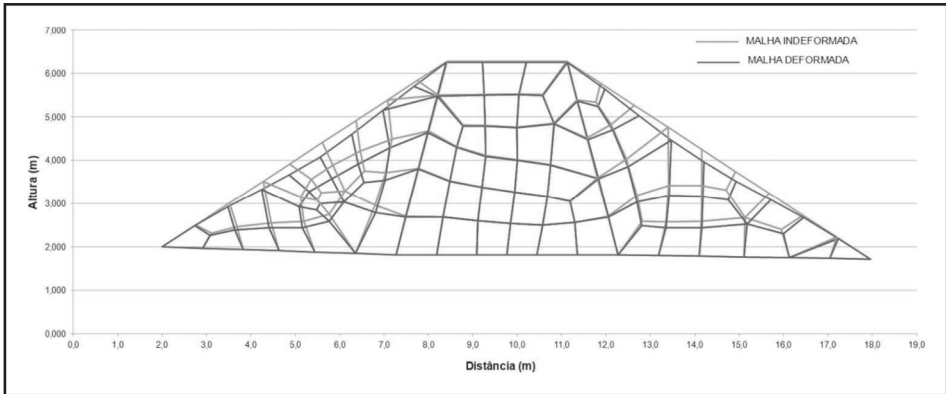


Figura 10 – Deformação para 60 dias. Fator de aumento de deslocamento – 15x.



Figura 11 – Deformação para 240 dias. Fator de aumento de deslocamento – 15x.

Percebe-se, nas Figuras 8, 9, 10 e 11, respectivamente, para os tempos correspondentes a 15 e 30 dias, que as deformações de colapso ocorrem no espaldar de montante do aterro, não se propagando ao núcleo impermeável. Isso ocorreu porque o núcleo foi bem compactado e a frente de saturação não deve ter atingido o trecho de justante.

Após 60 dias do enchimento, observa-se que o colapso também acontece no espaldar de jusante, mas o núcleo da barragem não colapsou, pois foi compactado na energia Proctor Normal, com a umidade ótima (14,7%). Portanto, embora o colapso tenha ocorrido nos espaldares, a barragem não se rompe, uma vez que não houve a propagação das deformações de colapso de montante para jusante do maciço.

Finalmente, 240 dias após o enchimento da barragem (regime estacionário), pode-se, também, verificar que o colapso não ocorre no núcleo do aterro experimental, não comprometendo a segurança da barragem.

Dessa forma, comprovou-se, com a construção do aterro experimental, que os procedimentos propostos por Miranda (1988), de compactar o núcleo da barragem com a ener-

gia normal e os espaldares no ramo seco da curva de compactação, não ocasiona a ruptura da barragem e proporciona uma redução do consumo de água, importante para a região semiárida, que possui escassez de recursos hídricos.

As fotografias a seguir (Figuras 12 e 13) comprovam que, apesar do colapso ocorrido nos espaldares da barragem, o núcleo não colapsou.



Figura 12 – Detalhe da parte central da Barragem – Núcleo.



Figura 13 – Rachaduras no talude provocada pelo colapso

Lôbo Neto (2013) salientou, ainda, que a compactação dos espaldares no ramo seco da curva de compactação com valor de umidade de 9,6% proporciona uma economia de água de, aproximadamente, 12,00m³ para cada 100m³ de aterro executado, comparado com o maciço compactado na umidade ótima (14,7%), fator relevante para o Nordeste brasileiro, que sofre com a escassez desse recurso natural.

7. MODELOS ELASTOPLÁSTICOS PARA SOLOS NÃO SATURADOS

As décadas de 60 até meados de 80, foram marcadas pelas teorias para solos não saturados, que tentavam utilizar o princípio das tensões efetivas e superfícies de estado, como mostrado anteriormente. Porém, nenhuma delas foi conclusiva para representar o comportamento dos solos não saturados.

Alonso *et al.* (1987) introduziram os conceitos de estados críticos aplicados aos solos não saturados para explicar o comportamento desses solos. A modelagem constitutiva foi apresentada por Alonso *et al.* (1990) e serviu de base para várias outras propostas que surgiram desde então.

7.1 Modelo BBM (“Barcelona Basic Model”)

Alonso *et al.* (1990) apresentaram a formulação matemática para o estado de tensões hidrostático e triaxial. Esse modelo foi idealizado em quatro dimensões matemáticas (p , q , s , v) e, para condição saturada, o modelo se torna igual ao Cam Clay Modificado. Duas superfícies de escoamento interceptam o plano hidrostático: LC e SI, limitando a região elástica (Figura 14a). Esse plano é relacionado ao plano (p , q), onde a região elástica é limitada por elipses (Figura 14b), que são funções da sucção. A curva de escoamento LC é formada pelos pontos de escoamento para o carregamento hidrostático p em diferentes valores de sucção, constantes para cada carregamento, como mostra a Figura 14. A SI é uma linha horizontal no mesmo plano p : s e passa por s_0 . Esse valor é idealizado como sendo a máxima sucção a que o solo esteve submetido, e é considerado o mesmo para qualquer estado de tensão p .

O modelo de Alonso *et al.* (1990) considera que a rigidez do solo aumenta com a sucção devido à diminuição da inclinação da reta virgem para sucção s , $\lambda(s)$. As expressões propostas por Alonso *et al.* (1990) para a LC, SI e $\lambda(s)$ são:

$$\frac{p_0}{p^c} = \left(\frac{p_0^*}{p^c} \right)^{\frac{\lambda(0)-\kappa}{\lambda}s(-\kappa)} \quad (\text{Eq. 48})$$

$$s_0 = \text{constante} \quad (\text{Eq. 49})$$

onde:

$$\lambda(s) = \lambda(0)[(1-r)e^{-\beta s} + r] \quad (\text{Eq. 50})$$

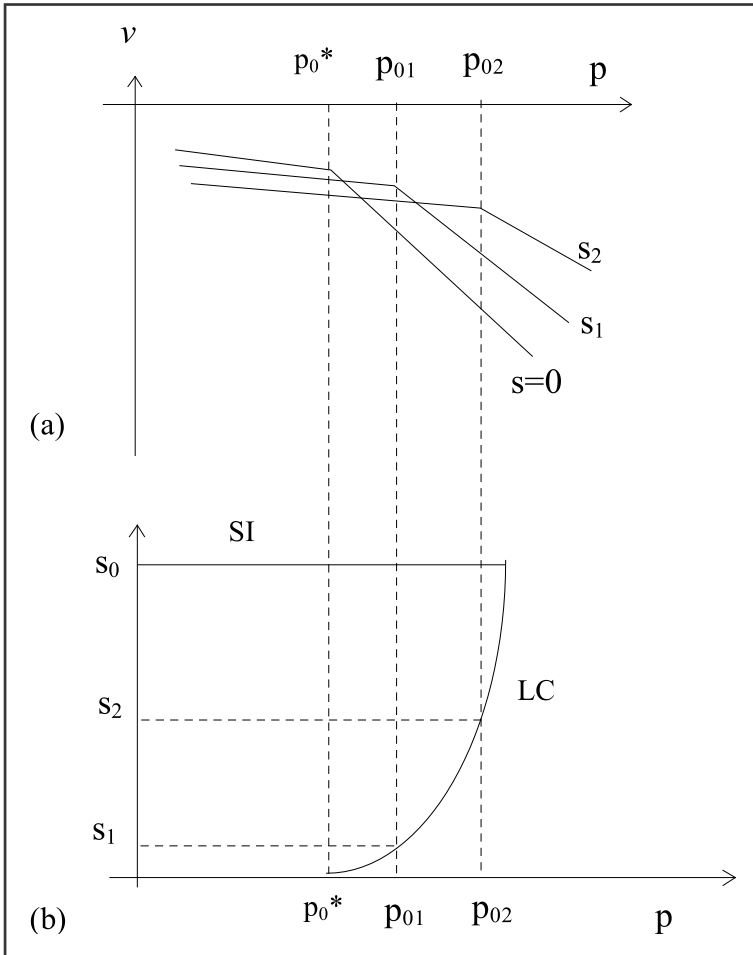


Figura 14 – (a) Caminhos de tensões para carregamento p e $s = \text{constante}$
 (b) Superfícies de escoamento SI e LC (Alonso *et al.*, 1987).

Alonso *et al.* (1990) propõem que as deformações sejam calculadas pelas seguintes expressões:

- Deformações volumétricas elásticas:

$$d\epsilon_{vp}^e = -\frac{dv}{v} = \frac{\kappa}{v} \frac{dp}{p} \quad (\text{Eq. 51})$$

$$d\epsilon_{vs}^e = \frac{\kappa_s}{v} \frac{ds}{s + p_{\text{atm}}} \quad (\text{Eq. 52})$$

- Deformações volumétricas plásticas:

As deformações plásticas utilizam a lei de fluxo associada. Nessa lei, o vetor da deformação plástica é normal à superfície de escoamento, e sua intensidade é calculada pelas suas componentes, quando atingem a superfície de escoamento.

$$(d\epsilon_v^p = d\epsilon_{vs}^p + d\epsilon_{vp}^p) \quad (\text{Eq. 53})$$

$$d\epsilon_{vp}^p = \frac{\lambda(s) - \kappa}{v} \frac{dp_0}{p_0} \quad (\text{Eq. 54})$$

ou

$$d\epsilon_{vp}^p = \frac{\lambda(0) - \kappa}{v} \frac{dp_0^*}{p_0^*} \quad (\text{Eq. 55})$$

$$d\epsilon_{vs}^p = \frac{\lambda_s - \kappa_s}{v} \frac{ds_0}{s_0 + p_{\text{atm}}} \quad (\text{Eq. 56})$$

- Deformação volumétrica total devido ao carregamento isotrópico:

$$d\epsilon_{vp} = d\epsilon_{vp}^e + d\epsilon_{vp}^p \quad (\text{Eq. 57})$$

$$d\epsilon_{vp} = \frac{\lambda(s)}{v} \frac{dp_0}{p_0} \quad (\text{Eq. 58})$$

- Deformação volumétrica total devido à sucção:

$$d\epsilon_{vs} = \frac{\lambda_s}{v} \frac{ds_0}{s_0} \quad (\text{Eq. 59})$$

- Lei de endurecimento

As superfícies de escoamento LC e SI são acopladas através da lei de endurecimento e dependem da deformação volumétrica total. Assim, as deformações plásticas produzidas pelo aumento da tensão hidrostática deslocam LC e SI simultaneamente. A lei de endurecimento é composta por duas equações:

$$\frac{dp_0^*}{p_0^*} = \frac{v}{\lambda(0) - \kappa} d\epsilon_v^p \quad (\text{Eq. 60})$$

$$\frac{ds_0}{s_0} = \frac{v}{\lambda_s - \kappa_s} d\epsilon_v^p \quad (\text{Eq. 61})$$

O modelo propõe que a curva de escoamento no plano (p, q) para um corpo de prova com sucção constante descreve uma elipse e passa pelas tensões de escoamento hi-

drostático, p_0 , relacionado com a superfície de escoamento LC, como se pode ver na Figura 15.

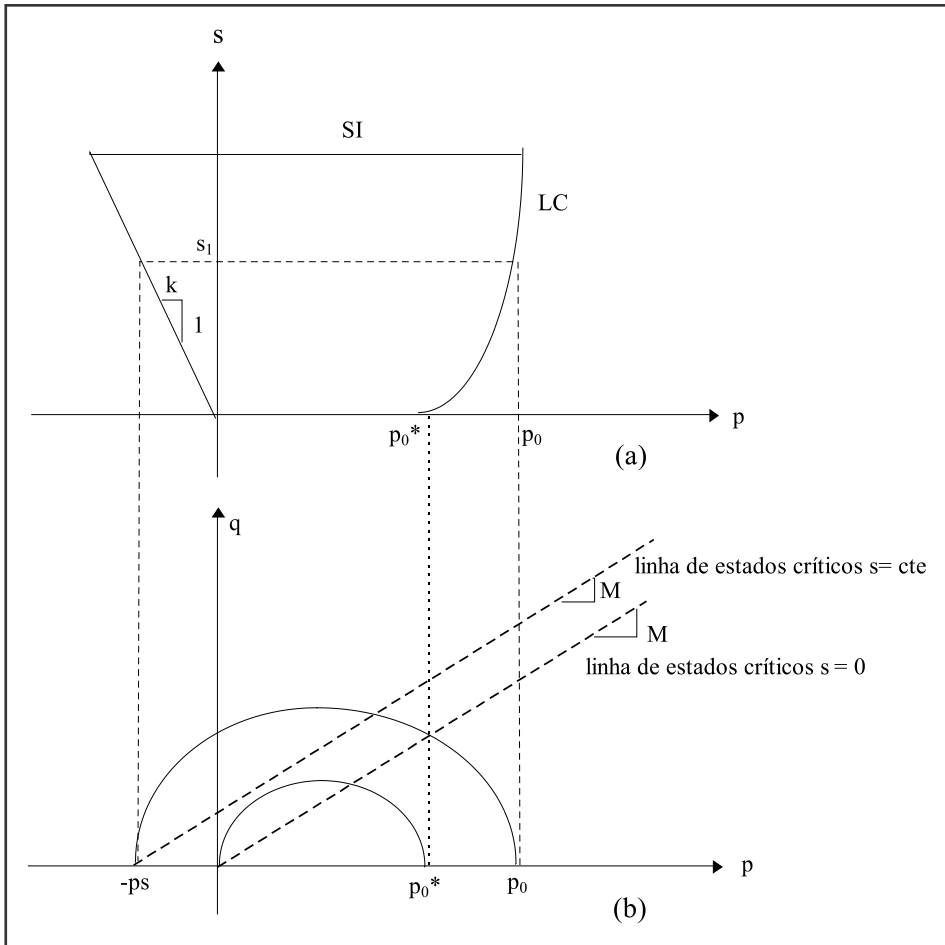


Figura 15 – Superfícies de escoamento nos planos: (a) $p:q$ e (b) $p:s$ (Alonso *et al.*, 1990).

A inclinação da linha de estados críticos M foi considerada inalterada com a sucção, ou seja, seu valor é o mesmo para a condição saturada ou não saturada com sucção constante. O aumento da resistência do solo com a sucção foi considerado através do parâmetro k , que descreve o aumento da coesão com a sucção e pode ser encontrado conhecendo-se p , que é a resultante do prolongamento da linha de estados críticos com uma determinada sucção s , no eixo p .

$$p = -p_s = -k \cdot s \quad (\text{Eq. 62})$$

O escoamento acima do eixo hidrostático é definido por uma elipse que passa pelos pontos $-p_s(s)$ e $p_0(s)$ e é dada pela função:

$$q^2 = M^2(p + p_s)(p_0 - p) \tag{Eq. 63}$$

O modelo propõe, também, que a superfície de escoamento SI se estenda à região $q > 0$ em um plano paralelo ao eixo q . A idealização da forma espacial da superfície de escoamento é mostrada na Figura 16.

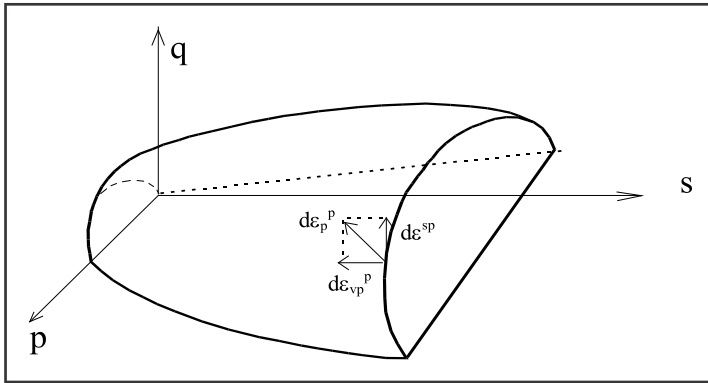


Figura 16 – Superfície de escoamento no espaço (p, q, s)

O modelo considera o incremento de deformação plástica associado com a superfície de escoamento no plano (p, q) e sugere uma lei não associada ao plano de sucção constante, sendo, então, introduzido o parâmetro α e chegando-se a:

$$\frac{d\varepsilon_s^p}{d\varepsilon_{vp}^p} = \frac{2q\alpha}{M^2(2p + p_s - p_0)} \tag{Eq. 64}$$

Para impor a deformação lateral nula na linha Ko, α deve ser igual a:

$$\alpha = \frac{M(M-9)(M-3)}{9(6-M)} \left(\frac{1}{1 - \frac{\kappa}{\lambda}} \right) \tag{Eq. 65}$$

A deformação elástica causada pelo carregamento é dada por:

$$d\varepsilon_s^e = \frac{1}{3G} dq \tag{Eq. 66}$$

7.2 Modelo de Wheeler e Sivakumar (1995)

Wheller e Sivakumar (1995) desenvolveram uma modelagem matemática com base em resultados experimentais de um solo fabricado em laboratório (caulim compactado).

A expressão para o comportamento hidrostático é, praticamente, a mesma de Alonso *et al.* (1990), com substituição do parâmetro p_c pela pressão atmosférica (admitida igual a 100 kPa). Os autores justificam a escolha dessa pressão para que a equação se torne dimensionalmente consistente. Wheeler e Sivakumar (1995) obtiveram valores experimentais de $\lambda(s)$ crescentes com o aumento da sucção, resultados que divergem da proposta de Alonso *et al.* (1990), cujo modelo prevê diminuição monotônica com o aumento da sucção.

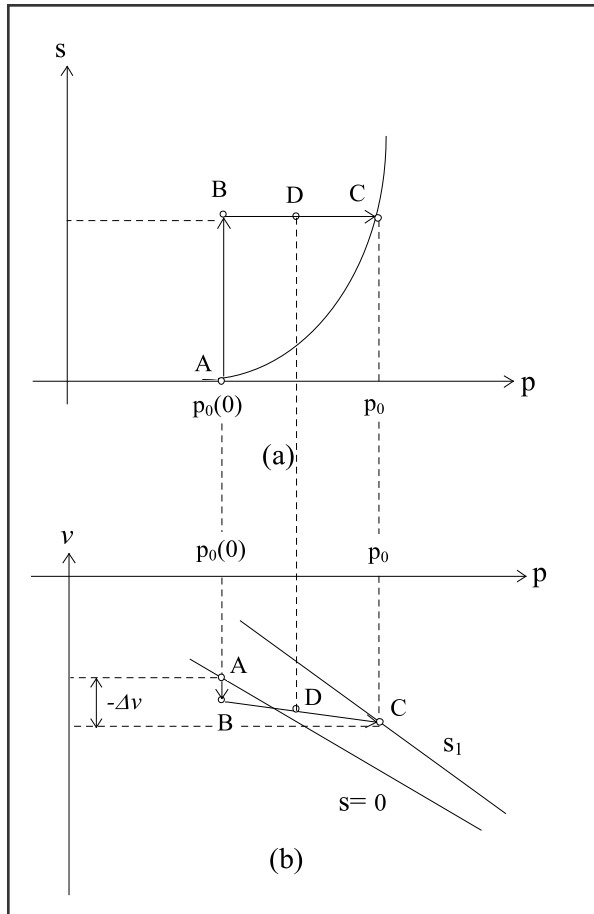


Figura 17 – (a) Caminho de tensões e (b) curvas de compressibilidade (v , p) para definir a equação da superfície de escoamento LC (Wheeler e Sivakumar, 1995)

Wheeler e Sivakumar (1995) utilizaram a Figura 17 para equacionar a superfície de escoamento. Esse caminho de tensões é semelhante ao adotado por Alonso *et al.* (1990), sendo que a diferença está no sentido percorrido.

A superfície de escoamento LC proposta por Wheeler e Sivakumar (1995) é dada por:

$$[\lambda(s) - \kappa] \ln\left(\frac{p_0}{p_{atm}}\right) = [\lambda(0) - \kappa] \ln\left(\frac{p_0(0)}{p_{atm}}\right) + N(s) - N(0) + \kappa_s \ln\left(\frac{s + p_{atm}}{p_{atm}}\right) \quad (\text{Eq. 67})$$

Wheeler e Sivakumar (1995) sugeriram utilizar, como nomenclatura, $p_0(0)$ para a tensão isotrópica de escoamento, conforme se vê na Equação 67. Essa expressão é similar a de Alonso *et al.* (1990); a diferença está no fato de as posições iniciais serem diferentes. O modelo de Alonso *et al.* (1990) torna-se um caso particular e iguala-se ao modelo de Wheeler e Sivakumar (1995) para $p_c = p_0(0)$. O modelo de Alonso *et al.* (1990) implicitamente impõe a existência de uma linha vertical para o escoamento LC para a tensão de referência p_c . Wheeler e Sivakumar (1995) adotam a variação empírica dos parâmetros com a sucção, possibilitando prever variação não monotônica dos parâmetros.

A linha de estados críticos para condição não saturada foi proposta por Wheeler e Sivakumar (1995) como sendo representada pelas expressões:

$$q = M(s)p + \mu(s) \quad (\text{Eq. 68})$$

$$v = \Gamma(s) - \psi(s) \ln\left(\frac{p}{p_{atm}}\right) \quad (\text{Eq. 69})$$

Os parâmetros $\Gamma(s)$, $M(s)$, $\mu(s)$, $\psi(s)$ são dependentes da sucção. A Figura 8 indica o domínio desses parâmetros. A maior diferença com relação ao modelo BBM está na utilização de funções que definem a posição da linha de estados críticos no espaço matemático ($p:q:s:v$).

A elipse de escoamento que passa pelo ponto A da Figura 17(a) é dada pela expressão:

$$\frac{p_0}{p} = \exp\left[\frac{N(s) - \lambda(s) \left(\ln\left(\frac{p}{p_{atm}}\right) - v\right)}{\lambda(s) - \kappa}\right] \quad (\text{Eq. 70})$$

sendo κ admitido independente do valor da sucção.

Outro parâmetro foi denominado de p_x e representa o intercepto da linha de estados críticos com a elipse de escoamento, a qual é fornecida por:

$$\frac{p_x}{p} = \exp\left[\frac{\Gamma(s) - \psi(s) \left(\ln\left(\frac{p}{p_{atm}}\right) - v\right)}{\psi(s) - \kappa}\right] \quad (\text{Eq. 71})$$

Para as elipses que não passam pela origem, é introduzido M_* , que é dado por:

$$M_* = \frac{M(s)p_x + \mu(s)}{p_0 - p_x} \quad (\text{Eq. 72})$$

A elipse é, então, definida como:

$$q^2 = M^2(p_0 - p) + (p + p_0 - 2p_x) \quad (\text{Eq. 73})$$

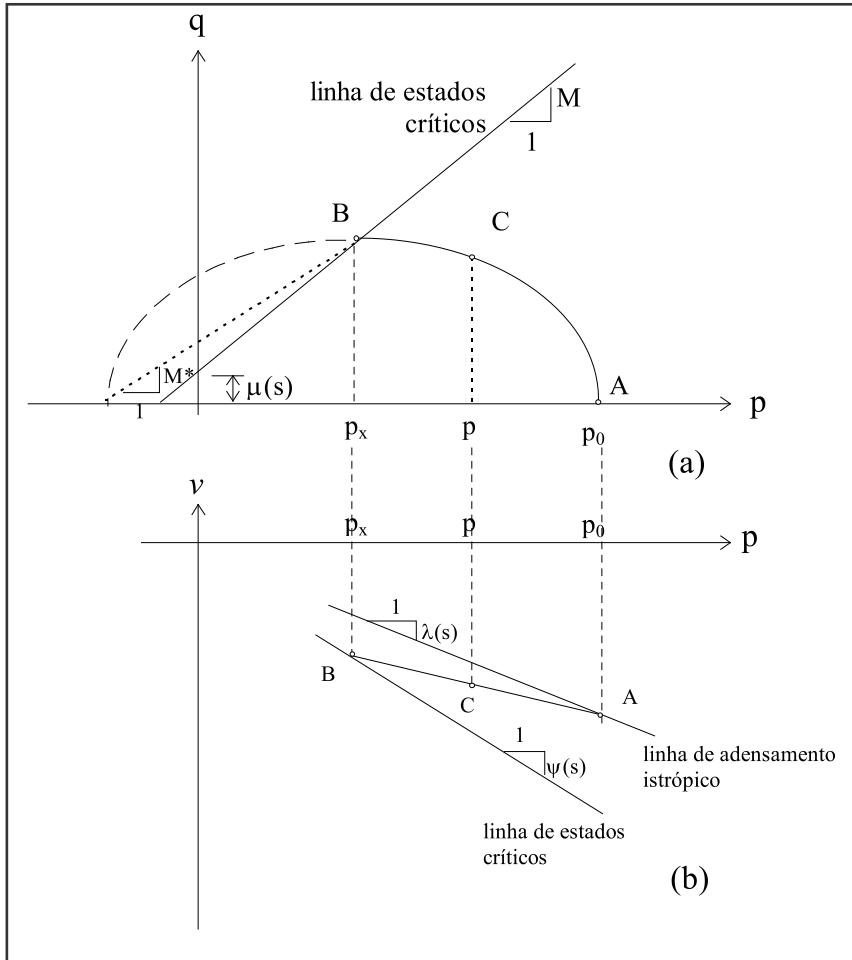


Figura 18 – (a) Curvas de escoamento no plano (q, p) para sucções constantes, (b) Curvas no espaço (v, p) (Wheeler e Sivakumar, 1995).

7.3 Modelo de Futai (1997)

Registros experimentais em diversos solos, tem-se mostrado que, após o escoamento, a rigidez diminui com a sucção. Assim, Futai (1997) realizou adaptações e propôs novas funções que possibilitassem representar o comportamento mais realístico de alguns solos.

O modelo introduz propostas para as funções $N(s)$, $\lambda(s)$, $\kappa(s)$. Para a elaboração das funções, foi idealizado o comportamento dos solos naturais com colapso decrescente para elevados níveis de tensões de compressão. Partindo da premissa que os solos têm aumento da tensão de escoamento com a sucção, como no modelo de Alonso *et al.* (1990), a rigidez aumenta dentro da região elástica e passa a diminuir quando o solo é plastificado. Isso permite que haja um valor máximo para as deformações de colapso.

As evidências experimentais, a modelagem física, as simplificações e deduções podem ser consultadas em Futai (1997). Será apresentado somente um resumo da modelagem matemática. Para modelar o parâmetro $N(s)$, foi idealizado um comportamento no espaço $(\ln p: v)$, em que as curvas tendem a convergir e cruzam-se em um ponto (fora do domínio dos ensaios) com coordenadas, $p = pf$ e $v = Nf$, mostrados na Figura 19.

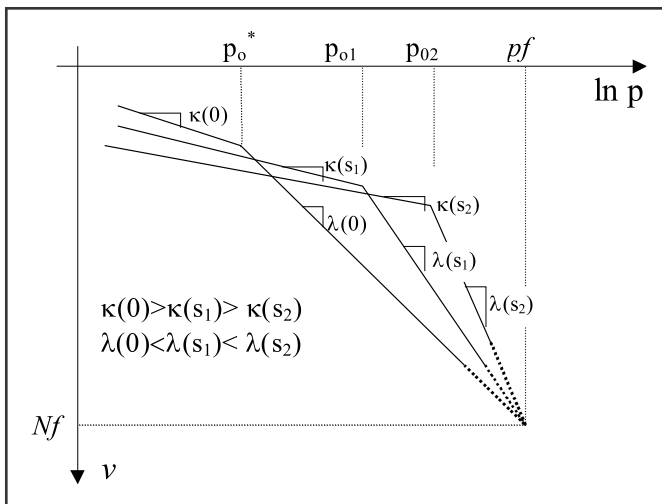


Figura 19 – Idealização do comportamento dos solos não saturados sob condições hidrostáticas

O parâmetro Nf permite encontrar a função $N(s)$, representando as retas com sucções quaisquer:

$$N(s) = Nf + \lambda(s)\ln(pf) \tag{Eq. 74}$$

Igualando o volume específico da reta saturada e outra não saturada, chega-se a:

$$N(s) = N(0) + [\lambda(s) - \lambda(0)]\ln(pf) \tag{Eq. 75}$$

A função $\lambda(s)$ foi proposta por Alonso *et al.* (1990) como sendo válida para solos compactados sob determinados níveis de tensões. Para os solos naturais, Futai (1997) propôs que a função fosse representada por:

$$\lambda(s) = \lambda(0) + [\lambda(\infty) - \lambda(0)](1 - e^{-\beta s}) \tag{Eq. 76}$$

Ensaio realizados por Aguilar (1990), Wheeler e Sivakumar (1995), Araki e Carvalho (1995), Machado e Vilar (1997), Futai (1997) e Machado (1998) resultaram em $\lambda(s)$ aumentando com a sucção. Contrapondo-se a esses valores, Alonso *et al.* (1990) e Perazzo e Lins (1997) apresentaram valores de $\lambda(s)$ decrescentes. A expressão (76) permite ajustar-se valores crescentes ou decrescentes de $\lambda(s)$. Para tanto, basta impor o valor da inclinação da reta virgem para sucção tendendo a infinito $\lambda(\infty)$ maior ou menor que $\lambda(0)$, obtendo $\lambda(s)$ decrescentes ou crescentes respectivamente.

Futai (1997) propôs, ainda, uma função para o parâmetro $\kappa(s)$, dado por:

$$\kappa(s) = \kappa(0) + [\kappa(\infty) - \kappa(0)](1 - e^{-\chi^s}) \quad (\text{Eq. 77})$$

A função $\kappa(s)$ modifica a rigidez do solo para a condição elástica com a sucção, portanto, a superfície de escoamento LC torna-se dependente, também, de $\kappa(s)$. Nesnas (1995) comenta que a utilização do modelo de Alonso *et al.* (1990), em elementos finitos, inverte o comportamento de carregamentos com sucção constante. Silva Filho (1998) explica que, em modelagem numérica, é utilizado o módulo volumétrico (K), dado pela expressão:

$$K = \frac{VP}{\kappa} \quad (\text{Eq. 78})$$

Como o volume específico é menor para sucções mais elevadas e os dois outros valores constantes, K diminui com a sucção. Nesse caso, as sucções mais altas apresentarão maiores deformações elásticas, contrariando valores experimentais até então conhecidos. A modelagem sugerida por Futai (1997), introduzindo $\kappa(s)$, prevê melhor esse comportamento, visto que o modelo idealiza que o solo tem a rigidez aumentada com a sucção devido à $\kappa(s)$ até a tensão de escoamento.

Realizando o mesmo procedimento de Wheeler e Sivakumar (1995), chega-se à curva de escoamento LC dada por:

$$p\alpha(s) = \exp \left\{ \frac{1}{\lambda(s) - \kappa(s)} \left[[\lambda(s) - \lambda(0)] \ln(p_r) + (\lambda(0) - \kappa(s)) \ln(p\alpha(0)) - \kappa_s \ln \frac{s + p_{atm}}{p_{atm}} \right] \right\} \quad (\text{Eq. 79})$$

Substituiu-se a tensão de referência para $p = 1 \text{ kPa}$ para torná-la igual ao modelo Cam Clay. Para condições em que os carregamentos excedam a tensão p_r , deve-se dividir a curva de compressibilidade em dois trechos: antes de p_r , usa-se as funções propostas e, após p_r , deve-se adotar $\lambda(s) = \lambda(0)$, ou seja, não ocorre mais colapso. É possível incorporar esse comportamento em um programa de elementos finitos, tal como apresentado por Silva Filho (1998).

7.4 Comentários sobre os Modelos Elastoplásticos

Os caminhos de tensões seguidos até que se desencadeie o fenômeno de colapso em ensaios de laboratório dependem, fundamentalmente, do estado de tensões que é induzido pelo ensaio. Alonso *et al.* (1987) descreveram diferentes caminhos de tensões segundo

esse raciocínio. O modelo de Alonso *et al.* (1990) apresenta a curva de escoamento LC sempre abrindo com o aumento do nível de tensões, justificado por $\lambda(s)$ ser uma função decrescente. Nesse caso, as deformações de colapso são sempre crescentes com o nível de tensões. Balmaceda (1991) e Josa *et al.* (1992) apresentam uma função para a superfície de escoamento em que a LC tende a abrir, atinge um máximo, correspondendo ao colapso máximo e volta a fechar até tornar-se vertical.

O comportamento de $\lambda(s)$ depende do tipo de solo, das condições iniciais e do nível de tensões ao qual o solo é obtido. Com o aumento do nível de tensões, $\lambda(s)$ deve convergir para a inclinação saturada, caso contrário, fazendo-se a tensão média líquida tender para infinito, o colapso também tenderia ao infinito, o que é impossível. Analisando-se a expressão (7.1), nota-se que, no modelo de Alonso *et al.* (1990), para valores de $\lambda(s)$ crescentes, a função forneceria valores da tensão de escoamento decrescente, com o aumento da sucção, fornecendo expansão quando a sucção for diminuída, o que seria pouco provável.

Futai (1997) dividiu as curvas de compressão dos solos não saturados em quatro regiões (I, II, III, IV). A primeira é a realmente elástica; a segunda é uma região de transição; a terceira é a reta virgem; e, na região IV, não ocorre mais colapso. As curvas em que o nível máximo de tensões de ensaio está na região II, poderão apresentar $\lambda(s)$ decrescentes com a sucção, porém, não sendo verdade para tensões maiores.

Outros modelos devem ser lembrados, o de Toll (1990), Balmaceda (1992), Josa *et al.* (1992), Cui e Delage (1996), Wheeler (1996), WS modificado (Silva Filho, 1998), EESC model (Machado, 1998). Dentre esses, o modelo EESC foi desenvolvido para um solo não saturado colapsível natural.

O modelo proposto por Futai (1997) foi utilizado para a previsão de resultados de ensaios de laboratório, campo e obras, conforme listados nos Quadros 3 e 4, sendo três delas dissertações de mestrado (Futai, 1997; Peixoto, 1999; Davies, 2000), e uma tese de doutorado (Silva Filho, 1998). Todos obtiveram bons resultados quando comparados os valores medidos e as previsões realizadas com o modelo.

Quadro 3 – Previsão de ensaios de laboratório usando-se a proposta de Futai (1997)

Previsão realizada por	Ensaio realizados por:	Local	Solo e ensaio
Futai (1997)	Perazzo & Lins (1997)	Barragem Pirapama - PE	Ensaio edométrico com sucção controlada em solo compactado.
	Macha do e Vilar (1997)	São Carlos - SP	Ensaio edométrico com sucção controlada em solo compactado.
	Futai (1997)	Campo Novo dos Parecis - MT	Ensaio edométrico com sucção controlada em solo natural.
Silva Filho (1998)	Futai (1997)	Campo Novo dos Parecis - MT	Ensaio edométrico com sucção controlada em solo natural.
	Machado e Vilar (1997)	São Carlos - SP	Ensaio edométrico com sucção controlada em solo compactado.

Previsão realizada por	Ensaios realizados por:	Local	Solo e ensaio
Peixoto (1999)	Peixoto (1999)	Distrito Federal	Ensaio edométrico com sucção controlada em solo natural.
Vilar e Davies (2001, 2002)	Davies (2000)	São Carlos - SP	Ensaios triaxiais com sucção controlada e diferentes caminhos de tensões.

Quadro 4 – Previsão de ensaios de campo e casos de obra usando-se a proposta de Futai (1997)

Previsão realizada por	Ensaios realizados por:	Local	Ensaio
Silva Filho (1998) e Futai <i>et al.</i> (2001)	Conciani (1997)	Campo Novo dos Parecis - MT	Ensaio de Placa
Conciani <i>et al.</i> (1998)	Conciani (1997)	Rondonópolis - MT	Ensaio de Placa
Futai <i>et al.</i> (2000)	Carneiro (1995)	São Carlos - SP	Estacas em solo colapsível

8. EXEMPLO DE APLICAÇÃO NUMÉRICA UTILIZANDO MODELO ELASTOPLÁSTICO

Para demonstrar a capacidade de utilização de modelo elastoplástico para solos não saturados, é, também, apresentada, neste capítulo, a simulação de um ensaio de placa com inundação em solo colapsível. O ensaio foi realizado por Conciani (1997) e foi conduzido com controle de carga, medidas de sucção e de deslocamento da placa para inundações em diferentes níveis de tensões.

Conciani (1997) utilizou o campo experimental de Campo Novo do Parecis - MT. Nesse local, o solo constituinte é composto de um material predominantemente argiloso e de cor avermelhada. O perfil de solo caracteriza-se por um pequeno aumento de índice de vazios com a profundidade. A fração sólida do solo tem massa específica aproximadamente igual a $2,72 \text{ g/cm}^3$. O grau de saturação varia no decorrer do ano, apresentando valores da ordem de 45% na estação seca, aumentando até 55% na época de chuvas. Ensaios de SPT, realizados em Campo Novo do Parecis, indica um perfil bastante uniforme.

A Figura 20 mostra a variação do SPT com a profundidade, e vê-se, claramente, que, até 5 m, os valores, praticamente, são constantes e muito baixos; a partir de então, o SPT cresce até um valor maior do que 10, a uma profundidade de 15 m. O peso específico natural médio do solo é igual a 10 kN/m^3 e será usado para definir o perfil de tensões iniciais nas análises realizadas neste capítulo. Para tal, foram utilizados os ensaios edométricos com controle de sucção, realizados por Futai (1997).

Conciani (1997) apresentou resultados de quatro ensaios de placa em Campo Novo do Parecis, como mostra o Quadro 5. Durante os ensaios, Conciani (1997) efetuou medidas de sucção com tensiômetros instalados em cinco profundidades distintas, que serão descritas ao longo do capítulo.

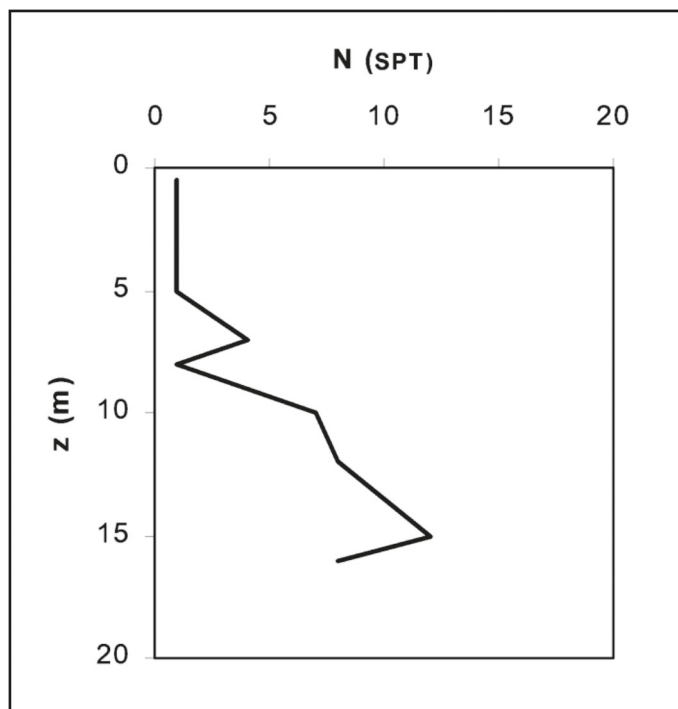


Figura 20 – Perfil de SPT do campo experimental de Campo Novo dos Parecis (Conciani, 1997)

Quadro 5 – Valores de carregamento em que se inundou o solo do ensaio de placa (Conciani, 1997)

Ensaio	Carga
1 (carga de ruptura)	Umidade natural – 72 kPa
2 (50% da c. de ruptura)	Inundação com 36 kPa
3 (75% da c. de ruptura)	Inundação com 54 kPa
4 (25% da c. ruptura)	Inundação com 18 kPa

O ensaio 1 foi realizado sem inundação da cava e a carga de 72 kPa (Quadro 1), correspondente ruptura do solo abaixo da placa. Os outros ensaios foram realizados em duas ou três fases, com a inundação da cava a valores equivalentes de 25%, 50% e 75% da carga de ruptura. Os ensaios 2 e 4 tiveram três fases:

- carregamento indicado no Quadro 5;
- inundação;
- carregamento final até 54 kPa.

O ensaio 3 não tem a última fase de carregamento após a inundação.

Nos ensaios citados, Conciani (1997) utilizou uma placa de 0,80 m, colocada a uma profundidade de 1,0 m abaixo do nível do terreno, necessária devido à presença de camada endurecida na superfície do solo, que poderia prejudicar o ensaio. Abaixo da placa, foi colocado um colchão de areia lavada com uma espessura de 1 cm para homogeneizar a infiltração de água durante o ensaio. Para a medida da sucção e umidade, antes e durante o ensaio, foram utilizados tensiômetros e uma sonda TDR (reflectometria do domínio do tempo).

Para a medida da carga, Conciani (1997) utilizou uma célula com capacidade de 200 kN e resolução de 0,1 kN. O recalque foi medido através da instalação de quatro defletores diametralmente opostos sobre a placa. A inundação da cava conservou uma lâmina de espessura igual a 5 cm acima da placa e a medida da sucção foi realizada com os tensiômetros instalados a cada 25 cm de profundidade até 1,0 m.

O procedimento de instalação e medição pode ser visto em Conciani *et al.* (1996) e Conciani (1997). A medição foi feita antes do ensaio e apresentou valores mais elevados próximos da superfície do terreno. A Figura 21 mostra a distribuição da pressão da água nos poros com a profundidade, nas condições antes e após a inundação da cava.

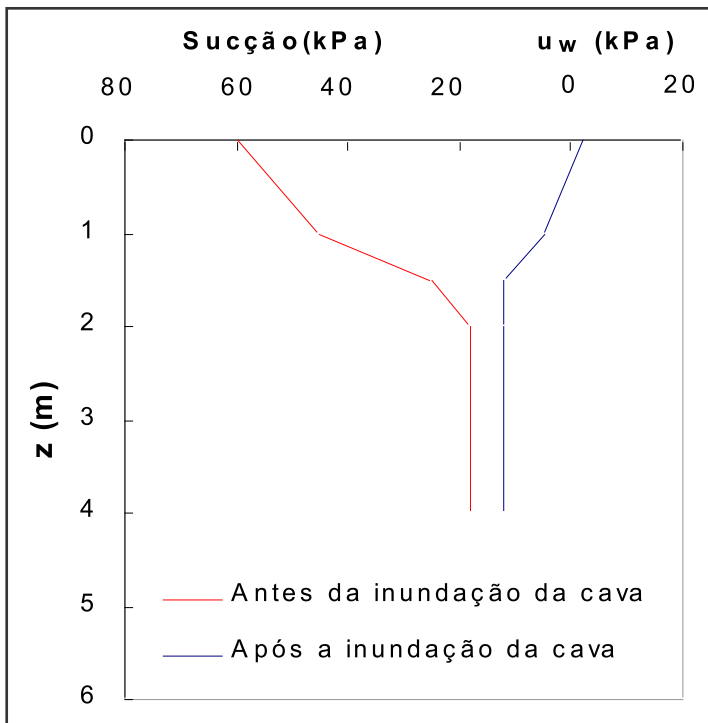


Figura 21 – Perfil médio de poro pressões antes e após a inundação da cava (Conciani, 1997)

Silva Filho (1988) implementou os modelos de Alonso et al (1990), Weheeler e Sivakumar (1995) e Futai (1997) no programa de elementos finitos que foi chamado de Crisp-Unsat. Silva Filho (1998) realizou previsões dos resultados de prova de carga realizados por Conciani (1997) e verificou que o modelo de Futai apresentou melhores resultados.

Para a estimativa dos parâmetros do modelo, Silva Filho (1998) utilizou resultados de ensaios edométricos realizados por Futai (1997), que foram desenvolvidos até tensões verticais elevadas (1500 kPa). Como os ensaios de placa executados por Conciani (1997) limitaram-se a tensões baixas, inferiores a 100 kPa, ajustou-se os parâmetros do solo para tensões até 150 kPa. Os parâmetros para o modelo proposto por Futai (1997) são apresentados no Quadro 6.

Com esses parâmetros, obtém-se as funções de $\kappa(s)$, $\lambda(s)$ e $N(s) - N(0)$ com a sucção, apresentadas nas equações 80, 81 e 82.

$$\lambda(s) = 0,11 + 0,06 (1 - e^{-0,005s}) \quad (\text{Eq. 80})$$

$$\kappa(s) = 0,0428 - 0,02481 (1 - e^{-0,009s}) \quad (\text{Eq. 81})$$

$$N(s) - N(0) = 0,1621 (1 - e^{-0,005s}) \quad (\text{Eq. 82})$$

Quadro 6 – Parâmetros do modelo Futai (1997)

Parâmetros do modelo	Valor
$\kappa(0)$	0,0428
$\lambda(0)$	0,11
M	1,2
e_{cs}	2,5
G	4400 kPa
β	0,005 kPa ⁻¹
χ	0,009 kPa ⁻¹
p_r	1500 kPa
$\kappa(\infty)$	0,018
$\lambda(\infty)$	0,17
κ_s	0,0037
k	0,6

As previsões dos ensaios são apresentadas nas Figuras 22 a 24. A Figura 22 mostra a comparação das previsões com os resultados do ensaio de placa com inundação a 18 kPa. As previsões do carregamento e do colapso apresentaram excelentes resultados. O recarregamento após o colapso não apresentou resultados tão bons quanto as fases anteriores, provavelmente explicado pela ocorrência de ruptura no solo abaixo da placa.

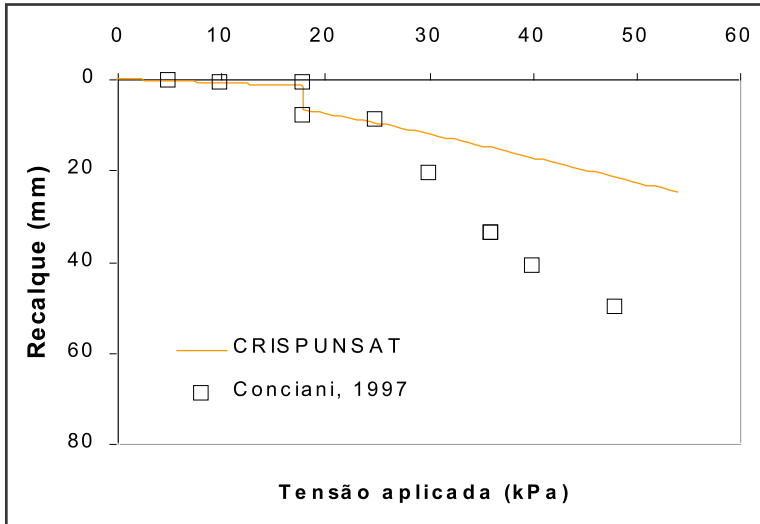


Figura 22 – Curva carga x recalque para a inundação com a placa submetida a 18 kPa

O ensaio com inundação a 36 kPa também apresentou bons resultados nas duas primeiras fases: carregamento e inundação, conforme se vê na Figura 23. As deformações de colapso aumentaram com relação ao ensaio anterior e, novamente, no recarregamento, após o colapso, os resultados são afetados pela grande deformação que ocorreu no colapso.

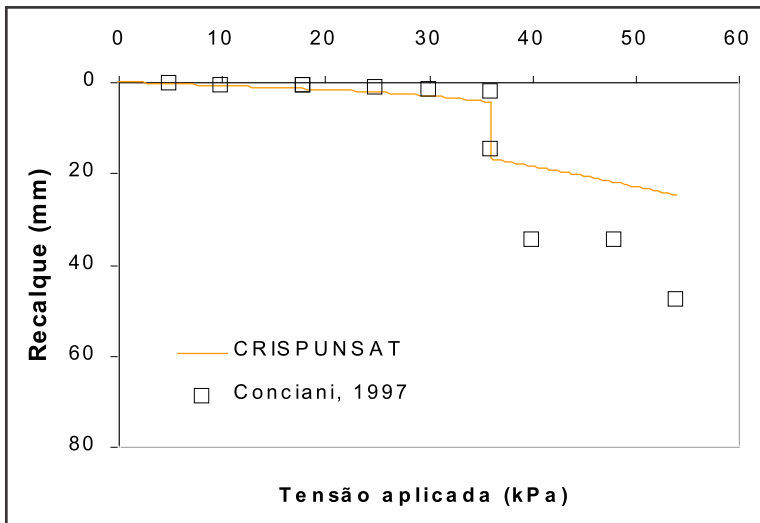


Figura 23 – Curva carga x recalque para a inundação com a placa submetida a 36 kPa

Finalmente, o ensaio com inundação a 54 kPa apresentou as maiores deformações de colapso, como indica a Figura 24. O resultado das previsões do carregamento e do colapso também mostraram uma boa concordância com o resultado do ensaio.

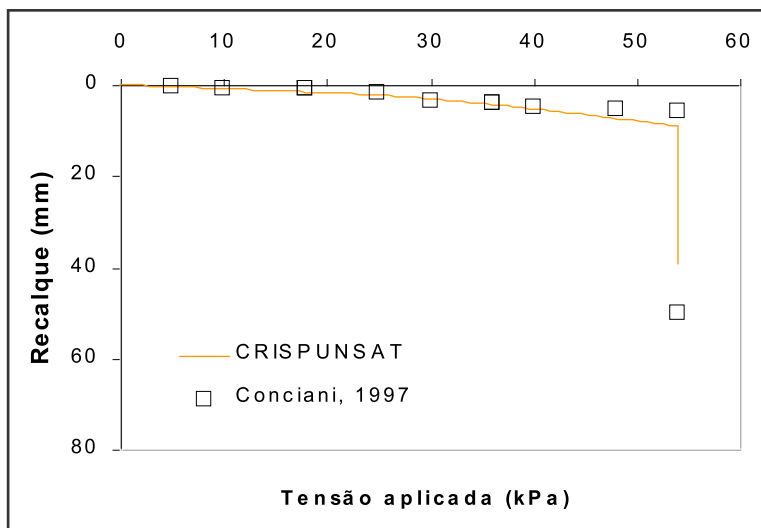


Figura 24 – Curva carga x recalque para a inundação com a placa submetida a 54 kPa

COMENTÁRIOS FINAIS

Este capítulo abordou o tema de modelagem constitutiva de solos não saturados, sendo apresentado um histórico de desenvolvimento matemático das proposições. Foi dada ênfase aos modelos elásticos e elastoplásticos, já que possuem aplicações numéricas de elementos finitos a casos reais. O modelo elástico apresentado numericamente neste capítulo utiliza duas técnicas para previsões de deformações por variação de sucção: (a) uma analogia térmica para simulação do comportamento de solos expansivos e (b) variação de rigidez para deformações de colapso. Isso é necessário, tendo em vista que essas deformações são irreversíveis, ou seja, são, na verdade, deformações plásticas, o que exigiria a utilização de modelagem elastoplástica. Para demonstrar a aplicabilidade do modelo elástico para solos não saturados, foi realizada a previsão do enchimento de uma pequena barragem de terra.

Essa barragem foi construída especificamente para estudar o comportamento do enchimento com a utilização de uma seção transversal zonada por diferentes valores de energia de compactação e umidade. O propósito deste estudo foi verificar a eficiência de um maciço com espaldares compactados no ramo seco da curva de compactação e o núcleo em torno do ponto ótimo. A simulação mostra que ocorrem deformações de colapso nos espaldares, não atingindo o núcleo da barragem, dessa forma, evitando a sua ruptura completa. O modelo elástico de Fredlund (1979), implementado no programa Unstruct

(Miranda, 1988; Silva Filho, 1998), é capaz de representar satisfatoriamente esse comportamento, conforme apresentado por Lôbo Neto (2013).

Também, neste capítulo, foi apresentada uma aplicação numérica a solos não saturados com modelagem elastoplástica. Foram mostradas previsões de ensaios de provas de carga com placa em solos não saturados, realizadas por Conciani (1997), em Campo Novo dos Parecis, em Mato Grosso. Nos ensaios de placa, Conciani (1997) adotou diferentes valores de carga de inundação e mediu valores crescentes de recalques com o aumento da carga.

As previsões dos ensaios foram realizadas pelo programa Crisp-unsat (Silva Filho, 1998) com a utilização do modelo Futai (1997), demonstrando que pode ser utilizado em análises de comportamento de solos não saturados submetidos à variação de sucção com a obtenção de bons resultados.

REFERÊNCIAS

Aguilar, S. E. S., 1990, *Deformabilidade de Uma Argila Colapsível Não Saturada sob Compressão Isotrópica com Sucção Controlada*, Tese de Mestrado, PUC, Rio de Janeiro.

Aitchison, G. D. & Donald, I. B., 1956, *Effective Stresses in Unsaturated Soils*. Proc. 2nd Aus-New Zela. S. M. Conf., Christchurch, 192-199.

Aitchison, G. D., 1961, *Relationship of Moisture Stress and Effective Stress Function in Unsaturated Soils*. Poro Pressure and Suction in Soils, London. 47-52.

Aitchison, G. D., 1973, *Structurally Unstable Soils*, State of the Art. Proc. 8th I. C. S. M. F. E., Moscú, General Report Section 4, vol. 3, 161-190.

Aitchison, G. D., Peter, P., Martin, R., 1973, *Long Term Observation of Deformation on Structures Founded in Expansive Clay in South Australia*. Proc. 3rd Int. Conf. Exp. Soils, Haifa, vol. 2, 109-113.

Alonso, E. E. & Gens, A., 1993, *On the Mechanical Behavior of Arid Soils*, Engineering Characteristics of Arid Soils, Barcelona, 177-206.

Alonso, E. E., Gens, A. & Hight, D. W., 1987. *Special Problem soils*. Proc. 9th E.C.S.M. F.E. Dublin General Report, Section 5, 5.1-5.60.

Alonso, E. E., 1993, *Constitutive Modelling of unsaturated Soils*. Unsaturated Soils, Recent Developments and Applications, vol 2, Barcelona.

Alonso, E. E., Gens, A. & Josa, A., 1990, *A constitutive Model for Partially Saturated Soils*. Géotechnique, vol. 40, N. 3, 405-430.

Araki, M. S. & Carvalho, J. C., 1995, *Study Of A Collapsible Porous Soil Of Brazil*, 1st International Conference On Unsaturated Soils, Paris, 17-21

Balmaceda, A., 1991, *Suelos Compactados: Um estudio Teórico y Experimental*. Tesis Doctoral, Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona.

Bishop, A. W., 1959, *The Principle of Effective Stress*, Tecknik Ukebland 106 (39), 859-863.

Bishop, A. W., 1961, *The Mesurement of Pore Pressure in the Triaxial Test*. Pore Pressure and Suction in Soils Conference, Butterworths.

Bishop, A. W., Alpan, I., Blight, G. E. & Donald, I. B., 1960, *Factores Controlling the Strength of Partly Saturated Cohesive Soils*, Research Conference on Shear Strength of Cohesive Soils, A.S.T.M., Colorado, 503-532.

Bishop, A. W., Blight, G. E., 1963, *Some Aspects of Effective Stress in Saturated and partly Saturad Soils*. Géotechnique, vol. 13, 177-198.

Bishop, A. W., Donald I. B., 1961, *The Experimental Study of Partly Saturated Soil in the Triaxial Aparatus*. Proc. 5th I.C.S.M.F.E., vol. 1, Paris, 13-22.

Brackley, I. J. A., 1971, *Partial Collapse in Unsaturated, Expansive Clay*, Proc. 5th Reg. Conf. for African on S. M. F. E., vol. 1, Luanda, 23 -30.

Carneiro, 1995, *Comportamento de estacas apiloadas em solo colapsível*, MSc, São Carlos

Coleman, J. D., 1962, *Stress-Strain Relations for Partly Saturated Soils*. Correspondence in Géotechnique, vol. 12 (4), 348-350.

Conciani, W., 1997, *Estudo do Colapso do Solo através de Ensaios de Placa Monitorados com Tensiômetros e Tomografia Computadorizada*. Tese de Doutorado, USP, São Carlos.

Croney, D., Coleman, J. D. & Black, W. P. M., 1958, *Studies of the Moviments and Distribution of Water in Soil in Relation to Highway Design and Performace*. Highway Research Board, Special Report 40, Washington D. C., 226-252.

Cui, Y. J., Delage, P., 1996, *Yielding and Behaviour of an Unsaturated Compacted Silt*. Géotechnique, vol 46, N. 2, 291-311.

Davies, G. I., 2000, *Análise e Modelagem do Comportamento Colapsível de um Solo Arenoso*, Tese de M.Sc., USP-São Carlos.

Donald, I. B., 1956, *Shear Strength Measurements in Unsaturated Non-cohesion Soils with Negative Pore Pressure*. Proc. 2nd S.M.F.E., Aus. New Zeal., 200-207.

Fredlund, D. G., 1979, *Appropriate Concepts and Technology for Unsaturated Soils*. Can. Geotech. Jnl. 16, 121-139.

Fredlund, D. G., Morgenstern, N. R. & Widger, R. S., 1978, *The Shear Strength of Unsaturated Soils*. J. Geot. Div. A. S. C. E., vol. 103, GT5, 447-466.

Futai, M. M., 2001, *Estudo Teórico- Experimental do Comportamento de Solos Tropicais Não-Saturados: Aplicação a um Caso de Voçorocamento*, 2º Seminário de Qualificação, COPPE/ UFRJ, Rio de Janeiro.

Jennings, J. E. B. & Burland, J. B., 1962, *Limitation to the Use of Effective Stresses in Partly Saturated Soils*, Géotechnique, vol. 12, N. 84, SM5, 125-144.

Jennings, J. E. B., 1961, *A Revised Effective Stress Law for Use in the Prediction of the Behavior of Unsaturated Soils*. Poro Pressure and Suction in Soils, London. 26-30.

Jimenez Salas, J. A. & Serratos, J. M., 1953, *Compressibility of Clay*. Proc. 3th I. C. S. M. F. E., Zurich, vol. 1, 192-198.

Johnson, L. D., 1978, *Evaluation of Laboratory Suction Test for Prediction of Heave in Foundations Soils*. Technical Report S-77-7, U. S. Army Engineering Waterway Experiments Station, CE, Vicksburg, Miss.

Josa, A., Balmaceda, A., Gens, A. & Alonso, E. E., 1992, *An Elastoplastic Model for Partially Saturated Soils Exhibiting a Maximum of Collapse*. Proc. 3th Int. Conf. Computational Plasticity, Barcelona, 815-826.

Jucá, J. F. T., 1993, *Comportamiento de los Suelos Parcialmente Saturados Baja Succión Controlada*. Tesis Doctoral, Universidad Politécnica de Ingenieros de Caminhos, Canales y Puertos. Madrid.

Justo, J.L., Delgado, A. & Ruiz, J., 1984, *The influence of the Stress Path in the Collapse-Swelling of Soils at the Laboratory*. Proc. 5th Int. Conf. Expensive Soils, Adelaide, 67-71.

Lambe, T. W., 1960, *A Mechanistic Picture of Shear Strength in Clay*, Research Conf. Shear Strength of Cohesive Soils, Colorado, 555-580.

Lambe, T. W., 1964, *Methods of Estimating Settlement*, J. Soil Mech. Fund. Div., ASCE, vol. 90, N. SM5, 43.

Lloret, A., Alonso, E. E., 1985, *State Surface for Partially Saturated Soils*, proc. 11th I. C. S. M. F. E., San Francisco, vol. 2, 557-562.

Lôbo Neto, J.B. (2013). Um estudo experimental e numérico de solos compactados colapsíveis: aplicação em uma pequena barragem de terra. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Hidráulica e Ambiental Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. 168p

Lytton, R. L., 1977, *The Characterization of Expansive Soils in Engineering*. Symposium on Water movement and Equilibrium in Swelling Soils. American Geophysical Union, San Francisco.

Machado S.L. & Vilar, O.M., 1998, “*Resistência ao Cisalhamento de Solos Não-saturados: Ensaio de Laboratório e Determinação Expedida*”, In: *Solos e Rocha*, vol. 21(2), pp. 65-78, São Paulo.

Machado, S. L. & Vilar, O. M., 1997, *Modelagem das Deformações Induzidas por Variações de Sucção em um Solo Compactado*. Anais da 3º Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados, Rio de Janeiro, 301-310.

Matyas, E. L. & Radhakrishna, H. S., 1968, *Volume Change Characteristics of partially Saturated Soils*. Géotechnique, vol. 18, N. 4, 432-448.

Miranda, A.N. (1988) Behavior of small dams during initial filling. PhD. Colorado State University, Fort Collins 229p

Nesnas, K., 1995, *A Finite Element Implementation of a Critical State Model for Unsaturated Soils to Simulate Drained Conditions*. P.hD. Thesis Sheffield University.

Peixoto, R.J., 1999, *Aplicação de Modelos Constitutivos na Avaliação do Comportamento Mecânico da Argila Porosa Colapsível do Distrito Federal*. Dissertação MSc., UNB, Brasília.

Perazzo, G. M. & Lins, A. H. P., 1997, *Aplicação de um Modelo Elastoplástico na Análise do Comportamento Tensão-Deformação de um Solo Não Saturado Compactado*. Anais de 3º Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados, Rio de Janeiro, 261-270.

Richards, B. G., 1966, *The Significance of Moisture Flow and Equilibria in Unsaturated Soils in Relation to the Design of Engineering Structure Built on Shallow Foundations in Australia*. Symp. on Perm. and Capill., A. S. T. M., Atlantic City.

Silva Filho, F. C., 1998, *Análise Numérica de Problemas em Solos Não-Saturados: Modelagem, Implementação e Aplicações Práticas*, Tese de D.Sc., COPPE/ UFRJ, Rio de Janeiro.

Toll, D. G., 1990, *A Framework for Unsaturated Soil Behavior*. Géotechnique, vol 40, N. 1, 31-44.

Vicol, T., 1990, *Comportement Hydraulique et Mécanique d'un Sol fin Non Saturé. Application à la Modélisation*. PhD Thesis, CERMES, Ecole Polytechnique, Escola Nationale des Ponts et Chaussées, Paris.

Wheeler, S. J. & Sivakumar, V., 1995, *An elasto-plastic Critical State Framework for Unsaturated Soil*. *Géotechnique*, vol. 45, N. 1, 35-53.

Wheeler, S. J., 1996, *Inclusion of Specific Water Volume Within an Elasto-plastic Model for Unsaturated Soil*. *Can. Geotech. J.*, vol 33, 42-57.

Capítulo 22

TOMOGRÁFIAS COMPUTADORIZADAS E ANÁLISES NUMÉRICAS APLICADAS À CARACTERIZAÇÃO DA ESTRUTURA POROSA DE SOLOS NÃO SATURADOS

André Luís Brasil Cavalcante
Lucas Parreira de Faria Borges
Patrícia Figueiredo de Sousa
Silvio Crestana
Jorge Gabriel Zornberg
José Camapum de Carvalho

1. INTRODUÇÃO

O fenômeno do transporte de fluidos em meios porosos sempre foi um desafio para os diversos pesquisadores da academia. O trabalho pioneiro sobre a caracterização hidráulica da estrutura porosa dos solos estava soterrado no apêndice de um relatório que, em 1856, visava avaliar a colmatação dos chafarizes da cidade de Dijon, na França. Este apêndice contém os resultados experimentais de ensaios em colunas de areia conduzidos pelo engenheiro Henri P. G. Darcy (Darcy, 1856). Este estudo, que marca o início da caracterização hidráulica de estruturas porosas, descreveu que a velocidade do fluxo de água em um solo arenoso saturado pode ser estimada pelo produto entre uma constante, denominada coeficiente de permeabilidade, e o gradiente hidráulico, definido como a razão entre a variação da carga hidráulica e a distância entre dois pontos de interesse. Apesar de simples, tal contribuição foi de grande valia para o entendimento macroscópico de como os fluidos se movimentam entre os vazios do solo. Todavia, com o passar do tempo, houve a necessidade de se extrapolar as condições estipuladas para a formulação original de Darcy para casos de regime não laminar e/ou em condições de variação da saturação do meio. Nesse novo contexto, surgiram formulações para lidar com problemas de fluxo turbulento, fluxo em solo não saturado, o fenômeno de barreira capilar, o efeito da umidade nas variações volumétricas dos solos, e muitos outros.

Dos problemas citados, uma área de grande interesse dos engenheiros geotécnicos e que se mostra relativamente complexa é a análise do solo submetido a regimes não sa-

turados. Em outras palavras, quando os espaços entre os grãos do solo estão preenchidos com mais de uma fase fluida. Pode-se encontrar, no solo, água, ar, gases, óleos, petróleo, contaminantes e outros fluidos que compõem um domínio multifásico. Entretanto, sabe-se que as fases fluídas que mais predominam quanto ao nível de ocorrência, geralmente, são ar e água, mas, mesmo restringindo-se a esse caso, o tratamento do fluxo em meio não saturado envolve muitas peculiaridades. Isto inclui a natureza da distribuição molecular da água no contato solo-água e água-ar e ainda, nos conjuntos solo-obras de engenharia, solo-vegetação e solo-fonte de contaminação, questões que ainda merecem mais elaboração no avanço das análises. Isso sem considerar as variações volumétricas que podem acontecer no meio, como o adensamento e a expansão, e o aparecimento de patologias, como o surgimento de trincas, o carreamento de partículas e de compostos químicos solubilizados que são problemas extremamente difíceis de se computar e modelar.

De não menor complexidade seria estudar a variação volumétrica da porosidade de solos pouco intemperizados contendo argilominerais expansivos, sendo impossível distinguir o que efetivamente foi a alteração nos vazios e o que foi proveniente da alteração do volume das partículas em função da variação no seu nível de hidratação (Camapum de Carvalho e Gitirana Jr., 2021). Outro problema bastante complexo, na área de solos não saturados, é considerar a intervenção da sucção no fluxo e no comportamento mecânico quando há a presença de uma distribuição de poros bimodal que é geralmente o caso dos solos tropicais profundamente intemperizados. Isso exemplifica, a importância do estudo do sistema multifásico que é o solo, o que implica, geralmente, no emprego de simplificações e restrições para estudar (separadamente e em conjunto) os diversos problemas citados.

Partindo dos problemas sobre a ótica da mecânica dos solos não saturado, analisando-se apenas os dois fluidos mais comuns para a problemática geotécnica, tem-se um solo composto por três fases: grãos de solo (sólida), água (líquida) e ar (gasosa). É evidente que a fase sólida tem significativa interferência no fluxo, pois é a definidora da formação do esqueleto que armazena e por onde ocorre o fluxo e, da energia que liga a água ao mineral.

Alguns autores estabelecem a existência de uma quarta fase, que denominam de membrana ou película contrátil. Destaca-se que o fenômeno definidor da membrana contrátil na interação ar-água nos meniscos é semelhante ao presente nas bolhas oclusas, mas com efeitos distintos. Em ambos os casos, a chamada membrana contrátil se deve à orientação das moléculas de água no contato ar-água devido à interrupção da continuidade do fluido, água. Porém, no caso do menisco, a junção dessa película com a fase sólida gera, quando a fase água é contínua, um movimento da fase ar até que ocorra o equilíbrio de energia. Quando ela é descontínua, ocorre o surgimento de uma força atrativa que puxa um grão contra o outro, ou um conjunto de grãos entre si, até que ocorra o equilíbrio de energia com a consequente estabilização do menisco capilar formado. Nesse caso, o aspecto físico correspondente ao tamanho e forma dos poros e as características químico-mineralógica do solo e química do fluido assumem significativa influência nesse equilíbrio. No caso das bolhas oclusas, o equilíbrio de energia se dá com o fechamento da própria esfera sem que geralmente ocorra um contato direto da fase gasosa com o mineral, mas essas moléculas de água orientadas continuam em interação com as demais moléculas da água, interferindo no fluxo não só devido a essa energia interativa, como também

pela presença das próprias esferas gasosas formadas. Contudo, o fenômeno aqui descrito, quanto ao menisco capilar, é de natureza predominantemente física e, no caso, atuante nos solos mais granulares pouco ativos com baixa energia de superfície. No caso das argilas, no entanto, surge a intervenção da energia adsorviva, característica do mineral, fazendo com que o menisco se forme entre camadas de adsorção, sendo que tanto o fluxo quanto a interação entre partículas sejam comandados pelo déficit nessa energia de adsorção e não pela capilaridade propriamente dita. Essa energia de adsorção intervém no comportamento hidromecânico tanto dos solos não saturados como dos solos saturados.

Ainda sobre a questão do fluxo em meio não saturado, salienta-se que este pode se dar de três modos: a) quando a fase ar e a fase água são contínuas, condição em que a água flui devido a uma diferença de potencial, em especial, de sucção, nela atuante e por meio do fluxo de ar, conduzindo as moléculas de água que passaram para a condição de vapor; b) quando a fase água é contínua e a fase ar é descontínua, condição em que o fluxo se dá, majoritariamente, pela atuação de uma diferença de potencial gravitacional no sistema água-ar e pela atuação da condição atmosférica na superfície exposta do fluido e pela migração das bolhas de ar oclusas contendo água na forma de vapor; c) a fase água é descontínua e a fase ar contínua, a água transformada em vapor passa à fase ar, que, sob efeito de maior pressão, flui, conduzindo-a para a atmosfera.

Portanto, depreende-se dessa breve exposição que os fenômenos que ocorrem na interação solo-água-ar são complexos e ainda não bem conhecidos em sua essência. Nesse contexto de complexidade, a prudência recomenda que, neste capítulo, atenha-se aos solos granulares de modo a evidenciar, mais claramente, a importância da ferramenta numérica e da própria modelagem física para o entendimento do comportamento dos solos saturados e não saturados, assim como para a proposição de soluções para problemas de engenharia.

Uma equação robusta capaz de sistematizar matematicamente o comportamento do fluxo de água em um solo não saturado é a equação de Richards (Richards, 1931). Tal equação leva em consideração que a umidade do solo pode variar, assim como a sucção, no tempo e no espaço. Assim, esta equação permite simular o fenômeno do fluxo em sistemas não saturados de posse da curva de retenção de água no solo (curva característica) e da função de condutividade hidráulica não saturada.

Estudos recentes permitem utilizar tomografias computadorizadas para abordar, de forma física as particularidades advindas da estrutura porosa do solo. Além disso, a partir das tomografias computadorizadas e de novos métodos numéricos, tais como o método dos autômatos celulares, é possível gerar malhas que representam essa estrutura porosa. O método dos autômatos celulares pode ser usado para definir funções de distribuição acumulada dos diâmetros dos poros que representem tomografias computadorizadas binarizadas. O método também permite a associação dessas funções de distribuição a autômatos celulares que apresentem as mesmas propriedades da estrutura porosa da tomografia computadorizada binarizada. Por último, o método viabiliza a possibilidade de se obter uma função de distribuição acumulada dos diâmetros dos poros, a permeabilidade intrínseca e a curva característica para os autômatos celulares em estudo. Este capítulo dedica-se a apresentar a metodologia de utilização do método numérico autômatos celulares e a viabilidade de sua utilização para a representação da estrutura porosa de solos

não saturados, atendo-se as análises à consideração apenas do meio físico e, em respeito a essa limitação, as análises a serem apresentadas se voltam apenas para os materiais granulares de natureza mineralógica não expansiva, com baixa atividade de superfície e distribuição de poros unimodal.

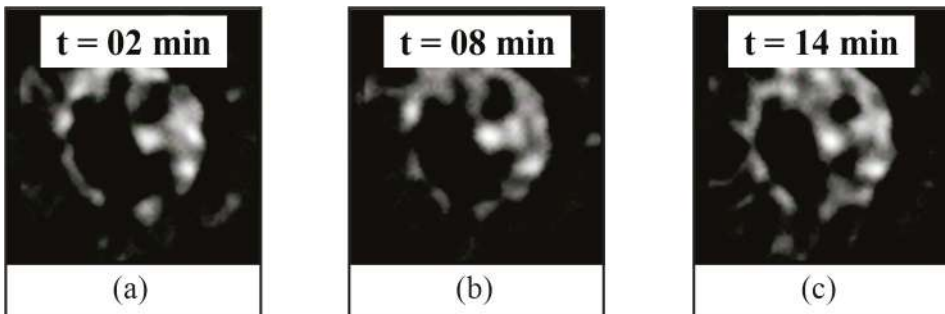
2. EMPREGO DA TOMOGRAFIA PARA O ESTUDO DO SOLO

Para a Engenharia Geotécnica, o entendimento do movimento de água no solo é essencial para o dimensionamento de obras, a prevenção e a mitigação de problemas ambientais e civis, como os relativos ao cálculo da estabilidade de taludes de terra e a definição do projeto de barreiras de contenção.

Diante disso, há uma busca contínua por modelos e ensaios que consigam estimar de forma precisa e rápida o comportamento hidráulico do solo, principalmente na condição não saturada. Dentro dessa temática, a tomografia computadorizada (TC) começou a ser empregada para estudo do solo na década de 80, surgindo como uma ferramenta de grande potencial de caracterização e visualização do arranjo interno do meio poroso de forma não destrutiva, ou seja, sem danificar a sua estrutura durante o ensaio.

A vasta gama de estudos sobre a aplicabilidade dessa importante técnica abrange desde a compreensão do processo de infiltração e da heterogeneidade de meios porosos até a aferição de grandezas, como densidade, porosidade, tortuosidade, grau de anisotropia, entropia, lacunaridade, condutividade hidráulica, umidade do solo, esfericidade, granulometria, dimensão fractal, entre tantos outros (Crestana *et al.*, 1985; Vaz *et al.*, 1989; Naime, 2001; Pires *et al.*, 2005; Borges, 2011; Zubeldia, 2013; Ozelim, 2014; Zubeldia *et al.*, 2016; Ozelim e Cavalcante, 2018a; Tseng *et al.*, 2018a; Tseng *et al.*, 2018b; Borges *et al.*, 2019).

Um exemplo de aplicabilidade dessa técnica foi feito por Naime (2001), que desenvolveu um tomógrafo de baixo custo para estudo de algumas propriedades físicas e hidráulicas do solo. Por meio de um experimento de infiltração, esse autor conseguiu, dentre outras coisas, monitorar a variação de umidade em diversas seções de corpos-de-prova durante a imposição de fluxo descendente vertical. Na Figura 1, é apresentada a evolução do avanço da frente de umidade para uma única seção de uma amostra de latossolo estudada por esse autor. Nessas imagens, o teor de umidade volumétrica está variando de 0 a ~40%, de modo que quanto mais claro, mais úmida está a área do pixel analisada.



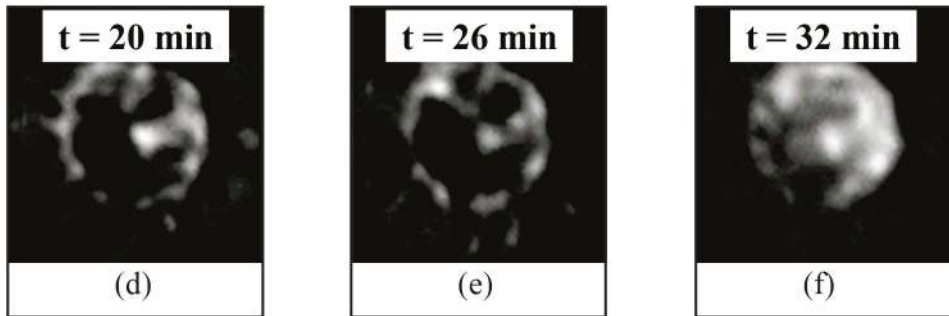


Figura 1 – Estudo do avanço da frente de umidade em uma única seção transversal de amostra de latossolo: (a) $t = 2$ min, (b) $t = 8$ min, (c) $t = 14$ min, (d) $t = 20$ min, (e) $t = 26$ min, (f) $t = 32$ min (Adaptado de Naime (2001))

Além das aplicações citadas, estudos recentes mostram que, a partir das tomografias computadorizadas e de novos métodos numéricos, tais como o método dos autômatos celulares, é possível gerar malhas que representam, com certa semelhança, a estrutura porosa dos solos (Zubeldia *et al.*, 2016; Ozelim e Cavalcante, 2018b), sendo esse o foco deste capítulo.

3. MÉTODO NUMÉRICO AUTÔMATOS CELULARES

Autômato Celular (AC) é um modelo discreto estudado no campo da matemática com enfoque computacional. Os autômatos celulares são sistemas dinâmicos que evoluem em passos discretos de tempo. Eles formam uma malha cujas células têm um valor discreto que depende do valor (estado) das células vizinhas no passo de tempo anterior. A partir de regras locais que relacionam as células da “vizinhança”, o estado de cada célula dentro da malha é atualizado sincronicamente em cada passo de tempo, o que gera uma configuração diferente da anterior (Wolfram, 1983). Três características fundamentais dos AC são (Schiff, 2008):

- Uniformidade: todas as células são atualizadas seguindo uma mesma regra.
- Sincronização: o estado de cada célula é atualizado simultaneamente.
- Localidade: as regras são essencialmente locais, ou seja, relacionam apenas às células localizadas na vizinhança de cada célula.

A malha pode ter d ($d \geq 1$) dimensões, as células dentro delas podem ter k ($k \in \mathbf{Z}$; $k \geq 2$) estados e a vizinhança pode atingir r ($r \in \mathbf{Z}^+$) níveis. Quando as células vizinhas são as imediatamente adjacentes, a vizinhança é de nível um ($r = 1$), quando são consideradas as imediatamente adjacentes junto com as adjacentes a elas, a vizinhança é de nível dois ($r = 2$), e assim por diante. A definição de d , k e r determina a quantidade de autômatos diferentes que podem ser gerados.

Os autômatos celulares elementares (ACE) são os autômatos unidimensionais ($d = 1$), com dois possíveis estados ($k = 2$) e com vizinhança de nível 1 ($r = 1$) com variação temporal. São inicializados por uma linha de células cujo estado inicial é definido por

uma variável booleana (0 ou 1, preto ou branco). Neste caso, em cada passo de tempo, o estado de uma célula muda segundo uma regra definida, que depende do estado das células vizinhas, ou seja, o valor da célula depende do valor dela e das células imediatamente adjacentes no passo de tempo anterior. Para essa classe de autômatos, na qual só há duas possibilidades de estado (1-branco ou 0-preto), são necessárias $2^3 = 8$ combinações de trios para definir uma regra. Portanto, existem $2^8 = 256$ possíveis regras. Elas aparecem definidas em Wolfram (2002), e o número, no sistema decimal, que dá nome a cada regra é o correspondente ao número no sistema binário que se obtém como resultado da evolução da regra a partir de uma condição inicial predefinida.

Dentre as 256 regras, Wolfram (2002) conseguiu obter desde padrões simples, como retas e pontos, passando por fractais, até malhas caóticas (Figura 2). No caso dos autômatos elementares apresentados na Figura 2, a lei de formação das células obedece ao comportamento estabelecido no topo das imagens. Nesse caso, as três células da camada superior determinam a célula central da camada inferior. A primeira linha, todavia, é a condição inicial. Nesse caso, todas as células são brancas (valor nulo), exceto a central, que é preta (valor unitário).

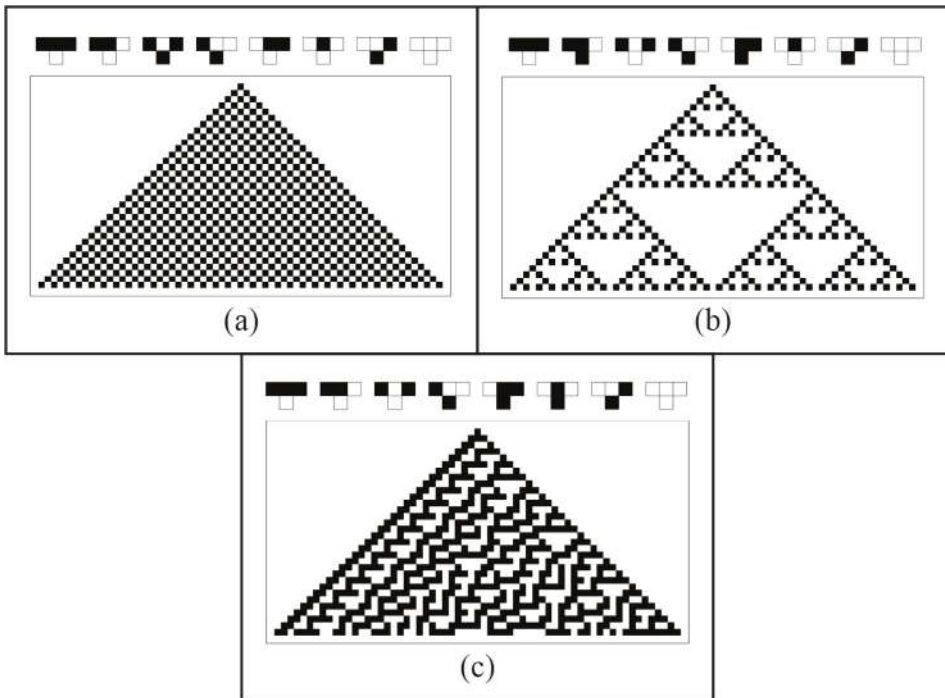


Figura 2 – Autômatos elementares de Wolfram: (a) Regra 50; (b) Regra 90; (c) Regra 30

Os autômatos celulares bidimensionais (AC2D) são formados por uma malha em duas dimensões. Essa malha pode ser quadrada, triangular ou hexagonal (Figura 3). Vale ressaltar que, no caso do ACE, o autômato propriamente dito é representado em uma li-

nha. A malha observada como evolução de uma regra (p. ex., na Figura 2) é, na realidade, um gráfico $(x, y) \rightarrow (\text{posição}, \text{tempo})$, pois cada linha representa um passo de tempo. Nos AC2D, cada passo de tempo é representado por uma malha em duas dimensões no espaço. Nesses casos, a evolução do AC é representada em malhas independentes, uma para cada passo de tempo ou poderia se construir um gráfico $(x, y, z) \rightarrow (x, y, \text{tempo})$, incorporando o tempo na terceira dimensão.

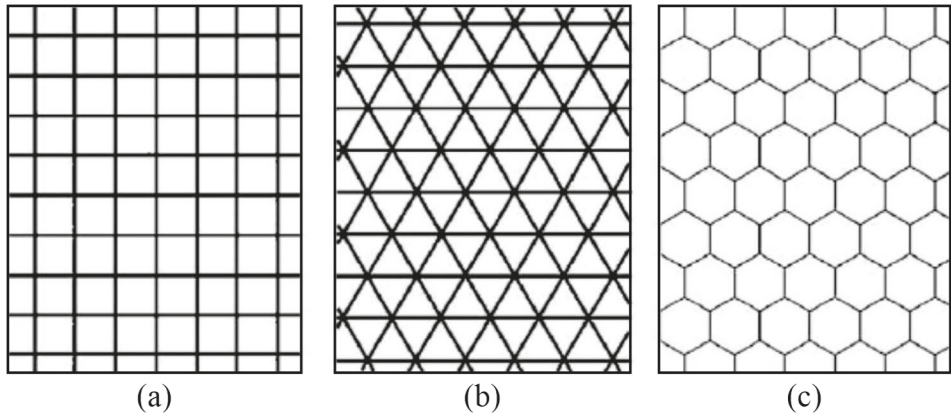


Figura 3 – Tipos de malhas de AC2D: (a) Quadrada; (b) Triangular; (c) Hexagonal

A lógica da numeração das regras AC2D é similar à dos ACE, ou seja, o número, no sistema decimal, que dá nome a cada regra é o correspondente ao número no sistema binário que se obtém como resultado da evolução da regra a partir de uma condição inicial. No entanto, devido ao elevado número de regras AC2D que existem, geralmente, elas são divididas em grupos e numeradas independentemente dentro desses grupos. Para malhas quadradas, que são as mais usadas, utilizam-se, basicamente, dois tipos de vizinhança, as chamadas vizinhanças de Moore e de Von Neumann (Figura 4). A vizinhança de Moore considera a influência de todas as células ao redor do ponto de interesse, enquanto a de Von Neumann considera apenas as que estão diretamente ligadas aos lados, acima e abaixo do ponto. A própria célula pode formar parte ou não da vizinhança.

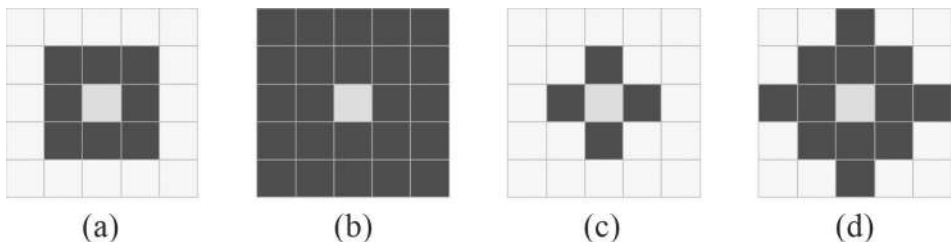


Figura 4 – Tipos de vizinhanças comuns utilizadas nos AC bidimensionais. Vizinhanças de Moore: (a) Vizinhança de Moore para $r = 1$; (b) Vizinhança de Moore para $r = 2$; (c) Vizinhança de Von Neumann para $r = 1$; (d) Vizinhança de Von Neumann para $r = 2$

Deve notar-se que a quantidade de regras que definem os ACE é relativamente pequena, no entanto, o número de possibilidades no caso bidimensional é exponencialmente maior. Considerando-se apenas autômatos binários ($k = 2$) e uma vizinhança de Von Neumann, há $2^5 = 32$ configurações para se gerar uma regra e, portanto, existem $2^{32} \approx 4.10^9$ possíveis regras. Considerando-se a vizinhança de Moore, aparecem $2^9 = 512$ configurações para uma regra e, conseqüentemente, $2^{512} \approx 10^{154}$ possíveis regras. Uma descrição detalhada desses padrões pode ser encontrada em Wolfram (1984) e Packard e Wolfram (1985).

Um importante avanço no campo dos autômatos celulares foi a criação da função iota-delta (Ozelim *et al.*, 2012). Tal função permite que diversos autômatos celulares, antes definidos apenas por meio de condicionais e outras funções de programação, sejam definidos algebricamente. Com isso, além da facilidade de implementar autômatos celulares, essa função também permite que aplicações em outros campos do conhecimento sejam mais factíveis. A função iota-delta é definida da seguinte forma:

$$i\delta_n^m[x] = \text{mod}[\text{mod}[\text{mod}[\text{mod}[x, p_m], p_{m-1}], \dots, p_j], n] \quad (\text{Eq. 1})$$

onde,

- m e n são parâmetros inteiros positivos da função;
- x é o argumento da função, definido pela combinação linear de células da vizinhança;
- j é igual a $\pi[n] + 1$, sendo j o número de primos;
- $\pi[n]$ é a função que retorna o número de primos menores ou iguais ao argumento n .

Autômatos celulares como representação de meios porosos, como o solo, foram estudados recentemente por Bandman (2011), Zubeldia *et al.* (2016) e Ozelim e Cavalcante (2018b). Os autores concluíram que os autômatos elementares e bidimensionais são capazes de simular meios porosos a partir do paralelo no qual os vazios do solo são representados por células em branco e o espaço ocupado pelos grãos, por células em preto. Além disso, os autores discutem que características como a porosidade e a permeabilidade intrínseca se estabilizam e mantêm-se constantes para cada autômato depois de um certo número de iterações.

4. MODELO DE PERMEABILIDADE

A lei de Hagen-Poiseuille para fluxo estacionário por um tubo capilar circular de diâmetro d é dada por:

$$q_i = \frac{\pi d^4}{128\mu} \frac{\Delta p}{L_e} \quad (\text{Eq. 2})$$

onde,

- q_i é a taxa de fluxo volumétrico para um único tubo capilar [L^3T^{-1}];
- d é o diâmetro do tubo capilar [L];
- Δp é a queda de pressão através do meio [FL^{-2}];
- μ é a viscosidade dinâmica do fluido [$FL^{-2}T$];
- L_e é o comprimento tortuoso do tubo [L].

Para um meio poroso com n poros cilíndricos e tortuosos, semelhantes a tubos capilares, a lei de Hagen-Poiseuille pode ser escrita como:

$$q_T = n \frac{\pi d^4}{128\mu} \frac{\Delta p}{L_e} \quad (\text{Eq. 3})$$

onde, q_T é o fluxo volumétrico total pelo meio [L^3T^{-1}].

A porosidade do meio pode ser definida como a razão entre o volume de poros e volume total, dada por:

$$\phi = \frac{n(\pi d^2 / 4)L_e}{A_T L} \quad (\text{Eq. 4})$$

onde,

A_T é a área total da seção transversal [L^2]

L é o comprimento do meio poroso [L].

Isolando-se A_T na Equação (4) pode-se obter:

$$A_T = \frac{n \pi d^2}{\phi} \frac{L_e}{4 L} \quad (\text{Eq. 5})$$

A Lei de Darcy para um fluxo monofásico em um meio poroso é dada por:

$$q_T = \frac{k A_T}{\mu} \frac{\Delta p}{L} \quad (\text{Eq. 6})$$

onde, k é a permeabilidade intrínseca do meio poroso [L^2].

Comparando-se a Equação (6) com a Equação (3) pode-se obter a permeabilidade intrínseca do meio com poros similares a tubos capilares, descrita por:

$$k = \frac{n \pi d^2}{128} \frac{L_e}{A_T L_e} \quad (\text{Eq. 7})$$

Substituindo-se a Equação (5) na Equação (7), é possível obter o seguinte modelo de permeabilidade intrínseca:

$$k = \frac{\phi d^2}{32\tau} \quad (\text{Eq. 8})$$

onde, τ é a tortuosidade do meio poroso, adimensional, definida por:

$$\tau = \left(\frac{L_e}{L} \right)^2 \quad (\text{Eq. 9})$$

A Equação mostra que a permeabilidade é proporcional ao quadrado da dimensão característica do meio poroso. Além do mais, isso demonstra que a permeabilidade também é proporcional à porosidade do meio. Assumiu-se que o conjunto de n tubos capilares apresentavam as mesmas dimensões. Todavia, assumindo-se que o modelo inclui uma distribuição de poros arbitrária, pode-se obter resultados mais verossímeis. A função de densidade de probabilidade para distribuição dos diâmetros dos poros é mostrada na Figura 5.

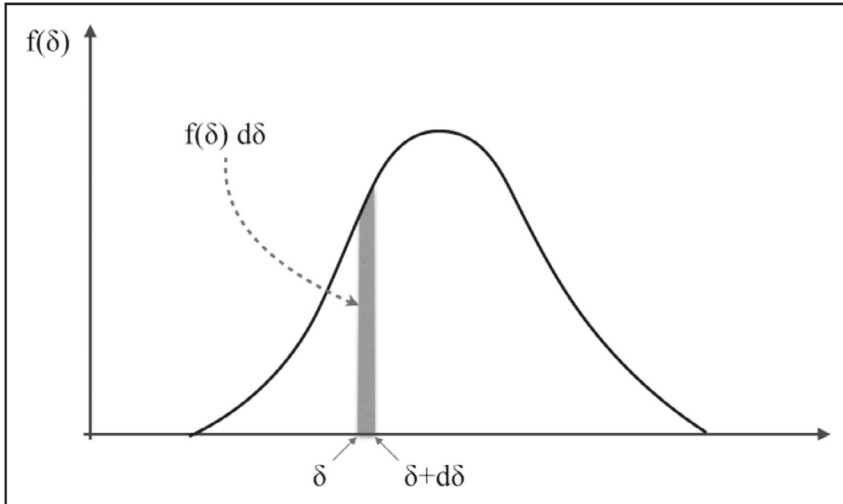


Figura 5 – Função de densidade de probabilidade para distribuição dos diâmetros dos poros

A função de densidade de probabilidade para distribuição dos diâmetros dos poros deve satisfazer a seguinte condição:

$$\int_0^{\infty} f(\delta) d\delta = 1 \quad (\text{Eq. 10})$$

Considerando-se n_{δ} como o número de poros com diâmetro entre δ e $\delta + d\delta$ e n como o número total de poros, então:

$$n_{\delta} = n f(\delta) d\delta \quad (\text{Eq. 11})$$

A área da seção transversal ocupada pelos poros com diâmetro entre δ e $\delta + d\delta$ é dada por:

$$dA_c = \pi \frac{\delta^2}{4} n f(\delta) d\delta \quad (\text{Eq. 12})$$

A área da seção transversal ocupada por todos os poros é obtida integrando-se a Equação (12) e é equivalente a:

$$A_c = n \frac{\pi \bar{R}^2}{4} \quad (\text{Eq. 13})$$

onde, \bar{R}^2 é a constante definida por:

$$\bar{R}^2 = \int_0^{\infty} f(\delta) \delta^2 d\delta \quad (\text{Eq. 14})$$

O volume ocupado por todos os poros pode ser relacionado com a área da seção transversal, a porosidade e o comprimento do meio poroso da seguinte forma:

$$A_c L_c = \phi A_T L \quad (\text{Eq. 15})$$

Substituindo-se a Equação (13) na Equação (15) e resolvendo para n tubos, pode-se obter:

$$n = \frac{4\phi A_T L}{\pi \bar{R}^2 L_c} \quad (\text{Eq. 16})$$

A taxa de fluxo volumétrico para poros com diâmetro entre δ e $\delta + d\delta$ pode ser obtida pela lei de Hagen-Poiseuille (Sutera e Skalak, 1993) e expressa por:

$$dq_T = n_\delta \frac{\pi \delta^4}{128\mu} \frac{\Delta p}{L_c} \quad (\text{Eq. 17})$$

Substituindo-se a Equação (11) na Equação (17), pode-se obter:

$$dq_T = \frac{\pi \delta^4}{128\mu} \frac{\Delta p}{L_c} n f(\delta) d\delta \quad (\text{Eq. 18})$$

O fluxo volumétrico total para o meio poroso pode ser obtido integrando-se a Equação (18), gerando a expressão:

$$q_T = n \frac{\pi \Delta p}{128\mu L_c} \int_0^{\infty} f(\delta) \delta^4 d\delta \quad (\text{Eq. 19})$$

Substituindo-se a Equação (16) na Equação (19), pode-se obter:

$$q_T = \frac{A_T \phi L \Delta p}{32\mu L_c^2 \bar{R}^2} \int_0^{\infty} f(\delta) \delta^4 d\delta \quad (\text{Eq. 20})$$

Comparando-se a Equação (20) com a Lei de Darcy, Equação (6), pode-se obter a permeabilidade intrínseca do meio modelado como n tubos capilares pela seguinte expressão:

$$k = \frac{\phi L^2}{32 L_c^2 \bar{R}^2} \int_0^{\infty} f(\delta) \delta^4 d\delta \quad (\text{Eq. 21})$$

Substituindo-se a Equação (9) e a Equação (14) na Equação (21), tem-se, finalmente, o seguinte modelo para a estimativa da permeabilidade intrínseca, dada uma função de densidade de probabilidade para distribuição dos diâmetros dos poros:

$$k = \frac{\phi \int_0^{\infty} f(\delta) \delta^4 d\delta}{32\tau \int_0^{\infty} f(\delta) \delta^2 d\delta} \quad (\text{Eq. 22})$$

4.1 Função de densidade de probabilidade para distribuição dos diâmetros dos poros

As partículas de solo, ao se arranjam, geram padrões de preenchimentos e vazios. De acordo com o tamanho das partículas, geometria e outras especificidades, o padrão estrutural pode variar de um tipo de solo para outro solo. Portanto, dois solos podem apresentar a mesma quantidade de vazios, mas possuir uma distribuição espacial diferente dos poros, e, nos solos, essa distribuição dos poros pode, ainda, se dar a partir da formação de grupos de poros de tamanho distinto, o que interfere diretamente no fluxo e em sua natureza. Por exemplo, os solos argilosos profundamente intemperizados formam grupamentos de partículas, os agregados e microagregados, nos quais predominam microporos em seu interior e, por força desses elementos maiores formados, entre eles, existirão macroporos, poros que comandarão o fluxo imediato, mas que a médio e longo prazo poderão dar origem a outro tipo de fluxo – o fluxo apenas de elementos químicos devido a ações da sucção osmótica e do desequilíbrio químico que pode surgir em consequência da natureza do fluido pré-existente e daquele que passa a existir adentrando no meio poroso. Isso implica que, mesmo que possuam um índice em comum, outras propriedades podem variar sem que estejam intrinsecamente correlacionadas.

Em geral, podem-se agrupar os solos em unimodais e bimodais em relação à distribuição de seus poros, embora outras formas de distribuição menos frequentes, como as trimodais ou mesmo aquelas nas quais não ocorre a concentração de um tamanho único de poros, possam se fazer presentes (Figura 6). Experimentalmente, portanto, verifica-se que cada solo pode possuir uma, duas ou mais faixas de tamanhos de poros mais frequentes. Caso o solo possua apenas uma faixa com maior probabilidade, seja essa faixa estreita (como a que caracteriza uma areia uniforme), ou larga (como a que caracteriza uma areia bem graduada), pode-se denominá-lo como unimodal. Que, do termo estatístico moda, apresenta apenas uma tendência. Já um solo com duas faixas predominantes pode ser denominado como bimodal, assim como apresentado na Figura 7. Não necessariamente cada faixa apresentará o mesmo pico ou a mesma relevância, aliás, nos perfis de intemperismo, a intensidade relativa entre eles dependerá do grau de meteorização sofrido pelo solo. Ainda, podem-se perceber casos em que, mesmo havendo duas faixas, há uma aproximação das curvas, apresentando certa dificuldade em distingui-las.

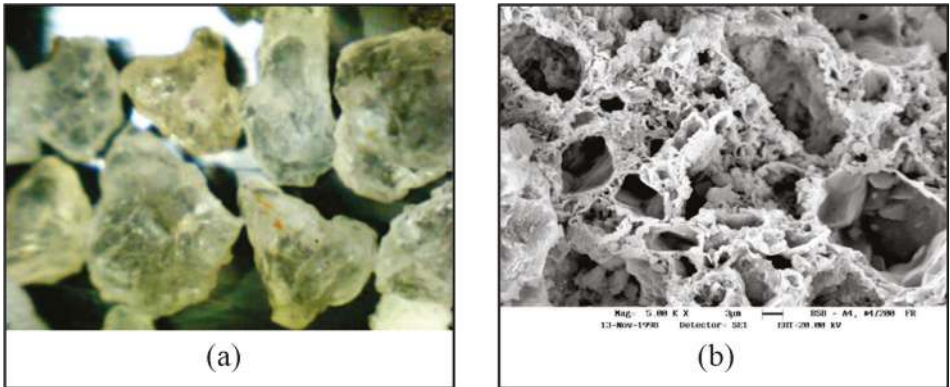


Figura 6 – Microscopia: (a) Óptica de solo granular uniforme; (b) Eletrônica de solo com distribuição trimodal

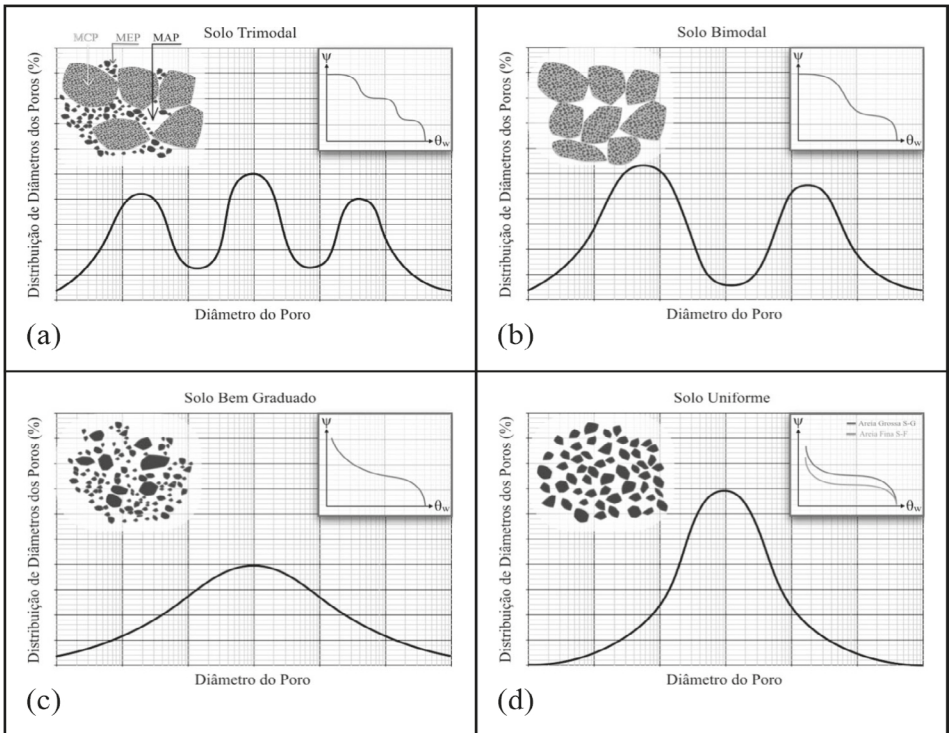


Figura 7 – Função de densidade de probabilidade para distribuição dos diâmetros dos poros: (a) Distribuição trimodal para solos com presença concentrada de microporos (MCP), mesoporos (MEP) e macroporos (MAP); (b) Distribuição bimodal para solos com presença predominante de micro e macroporos; (c) Distribuição unimodal para solos bem graduados; (d) Distribuição unimodal para solos uniformes

Sabe-se que solos de distribuição unimodais em relação às partículas também tendem a ser unimodais em relação aos vazios, cabendo, aqui, destacar que essa observação só é válida para solos tratados na mesma condição, ou seja, se as partículas estão agrupadas ou desagrupadas no estado natural do solo. A distribuição dos poros citada só será válida para as partículas no mesmo estado de referência. Nessa hipótese, os diâmetros dos poros podem ser modelados por uma função de densidade de probabilidade log-normal, isto é, uma função contínua, na qual o logaritmo dos diâmetros dos poros possui uma distribuição normal. Nesse caso, a função de densidade de probabilidade e a função de distribuição acumulada dos diâmetros dos poros são, respectivamente, dadas por:

$$f(\delta) = \frac{1}{\sigma_{\delta} \sqrt{2\pi} \delta} \exp\left(-\frac{1}{2} \left(\frac{\ln(\delta/\bar{\delta})}{\sigma_{\delta}}\right)^2\right) \quad (\text{Eq. 23})$$

$$F(\delta) = \frac{1}{2} \left(1 + \operatorname{erf}\left(\frac{\ln(\delta/\bar{\delta})}{\sigma_{\delta} \sqrt{2}}\right)\right) \quad (\text{Eq. 24})$$

com,

$$\operatorname{erf}(z) = \frac{2}{\sqrt{\pi}} \int_0^z e^{-x^2} dx \quad (\text{Eq. 25})$$

onde, $\bar{\delta}$ é a média geométrica dos diâmetros dos poros, e σ_{δ} é o desvio padrão de $\ln\delta$.

Fredlund *et al.* (2000) apresentaram formulações analíticas para descrição do comportamento unimodal e bimodal das curvas granulométricas. Adotando a mesma hipótese de que solos de distribuição unimodais em relação às partículas também tendem a ser unimodais em relação aos vazios, o modelo de Fredlund *et al.* (2000) foi adaptado, neste capítulo, para representar uma faixa de distribuição de poros. Dessa forma, a função de distribuição acumulada dos diâmetros dos poros é dada por:

$$F_p(\delta) = \frac{1}{\left\{ \ln \left[\exp(1) + \left(\frac{a_{gr}}{\delta} \right)^{n_{gr}} \right] \right\}^{m_{gr}}} \left\{ 1 - \left[\frac{\ln \left(1 + \frac{d_{rgr}}{\delta} \right)}{\ln \left(1 + \frac{d_{rgr}}{d_m} \right)} \right]^7 \right\} \quad (\text{Eq. 26})$$

onde,

- a_{gr} é o parâmetro correspondente ao ponto de inflexão da função;
- n_{gr} é um parâmetro que determina a uniformidade da distribuição;
- m_{gr} é o parâmetro relacionado ao formato da curva próximo às regiões finas;
- d_{rgr} é o parâmetro relacionado à quantidade de finos no solo;
- δ é o diâmetro de cada poro considerado [L];
- d_m é o diâmetro do menor poro considerado [L].

Derivando-se a função de distribuição acumulada dos diâmetros dos poros, Equação (26), é possível estabelecer a função de densidade de probabilidade para distribuição dos diâmetros dos poros, dada por:

$$f_p(\delta) = \ln(10) \cdot \delta \cdot \frac{dF_p}{d\delta} \quad (\text{Eq. 27})$$

4.2 Função de densidade de probabilidade para distribuição dos diâmetros dos poros geradas por autômatos celulares

Os ACE e AC2D podem ser utilizados para modelar a função de densidade de probabilidade para a distribuição dos diâmetros dos poros. Este item apresenta a metodologia para utilização de um ACE. Inicialmente, define-se a regra que será utilizada para geração do ACE. Em seguida, impõe-se a condição inicial do sistema a partir da definição da primeira linha do autômato. Por último, define-se o tamanho da malha que será analisada. Na Figura 8, é apresentado o ACE descrito pela regra 89 e uma condição inicial aleatória em uma malha de 400 colunas e 200 linhas.

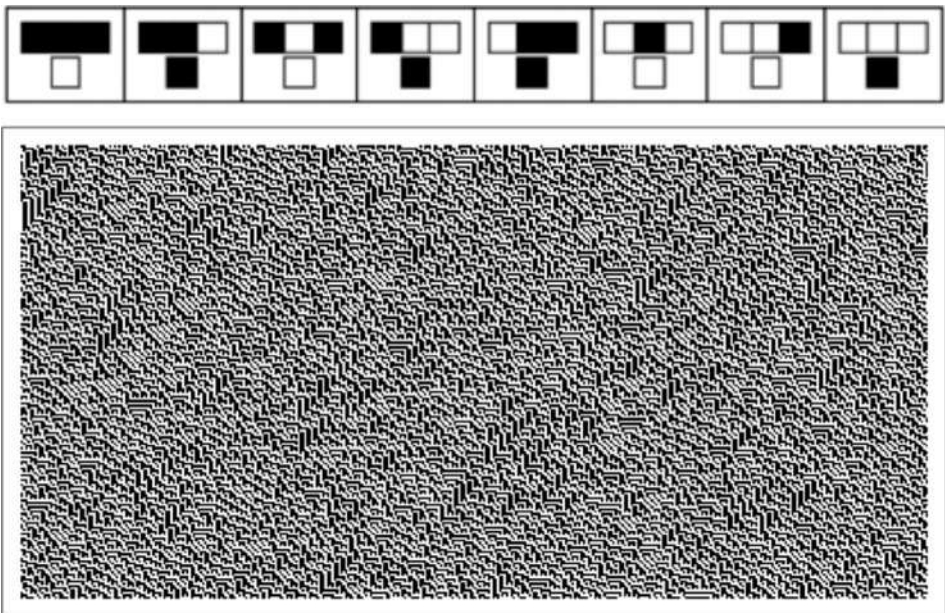


Figura 8 – Autômato celular elementar (Regra 89)

Computacionalmente, tem-se que qualquer autômato gerado é um vetor n-dimensional. A malha apresentada pela Figura 8 é, simplesmente, a representação gráfica de uma matriz composta por 0's e 1's. Logo, fazendo-se um paralelo aos meios porosos, pode-se considerar os vazios como sendo representados pelos números 1's e os grãos pelos nú-

meros 0's. Nesse caso, a porosidade do ACE pode ser definida pela razão entre a área de vazios e a área total da malha em estudo, dada por:

$$n = \frac{\sum_{i,j} a_{ij}}{l \cdot h} \quad (\text{Eq. 28})$$

onde,

- a_{ij} é o elemento da matriz da linha i e coluna j , correspondente ao valor 1;
- l é número de linhas da matriz;
- h é o número de colunas da matriz.

Em outras palavras, para se obter a porosidade do ACE, basta somar todas as células vazias e dividir o resultado pelo número de células totais. Dessa forma, a porosidade do ACE apresentado na Figura 8 é igual a 49%.

Pode-se, ainda, inferir diversas propriedades correlatas ao solo, a partir do ACE, tais como a função de densidade de probabilidade para distribuição dos diâmetros dos poros, a função de distribuição acumulada dos diâmetros dos poros e a permeabilidade intrínseca.

Para a determinação da função de densidade de probabilidade para distribuição dos diâmetros dos poros, primeiramente, deve-se identificar os poros. Para isso, um algoritmo analisa a malha e identifica todas as células de vazios que estão interligadas por arestas. Em seguida, o algoritmo verifica, em cada conjunto, o número de células que compõe cada vazio. Logo, é gerado um vetor que enumera os poros e suas respectivas áreas e diâmetros equivalentes. Paralelamente, outro algoritmo identifica quantos vazios há para um intervalo de diâmetros. Tal algoritmo faz isso para vários intervalos e obtém, em porcentagem, a quantidade de poros para cada faixa de diâmetro. Plotando-se tais números e interligando-os, pode-se obter a função de densidade de probabilidade para distribuição dos diâmetros dos poros.

Para se obter uma função de densidade de probabilidade para distribuição dos diâmetros dos poros com equivalência real a um solo, deve-se atribuir uma escala à malha. Para isso, define-se o comprimento da menor dimensão da malha, isto é, o valor da largura da célula. Neste capítulo, voltado para solos granulares, considerou-se o valor da menor dimensão da malha correspondente ao diâmetro efetivo do solo, D_{10} , salientando-se, no entanto, que, para solos argilosos, esse limite deve ser outro, pois o D_{10} nem sempre é distinguível ou mesmo, só podendo ser distinguível em nível de nanopartículas.

Nesse exemplo, definiu-se D_{10} como 0,03 mm. A função de densidade de probabilidade para a distribuição dos diâmetros dos poros obtida encontra-se apresentada na Figura 9. É notável o fato de que a curva apresenta um aspecto bimodal, típico dos solos estruturados (que guarda certa semelhança com o solo poroso colapsível do Distrito Federal), no qual a presença dos micros e dos macroporos é estabelecida na literatura (Farias, 2012; Otálvaro, 2013).

Ao se integrar numericamente, a função de densidade de probabilidade para a distribuição dos diâmetros dos poros (Figura 9), utilizando-se o método do retângulo, por

exemplo, pode-se obter a função de distribuição acumulada dos diâmetros dos poros. Computacionalmente, isso pode ser feito ao se analisar o vetor de poros com respectivos diâmetros equivalentes e verificar quantos vazios são menores do que determinado patamar. Para isso, deve-se começar da menor dimensão de poros até a maior, avançando-se pouco a pouco. Com isso, é possível obter outra distribuição de pontos, que correlaciona um diâmetro com a porcentagem de poros de diâmetros menores do que ele. Interligando-se a distribuição, pode-se obter função de distribuição acumulada dos diâmetros dos poros, assim como mostrada na Figura 10. Mais uma vez, a curva obtida é típica de um solo de comportamento bimodal e, fazendo-se um paralelo com a curva de distribuição granulométrica, ela seria representativa de um material com graduação aberta.

Pode-se, ainda, obter a permeabilidade intrínseca aplicando-se a Equação e admitindo-se uma faixa de variação da tortuosidade. Computacionalmente, basta utilizar o vetor que gera a função de distribuição acumulada dos diâmetros dos poros e aplicar integração numérica de acordo com a Equação a partir do método do retângulo. Com isso, pode-se obter uma curva da variação da permeabilidade intrínseca para diferentes tortuosidades (Figura 11). Pela Figura 11, constata-se que a permeabilidade intrínseca diminui com o aumento da tortuosidade do solo.

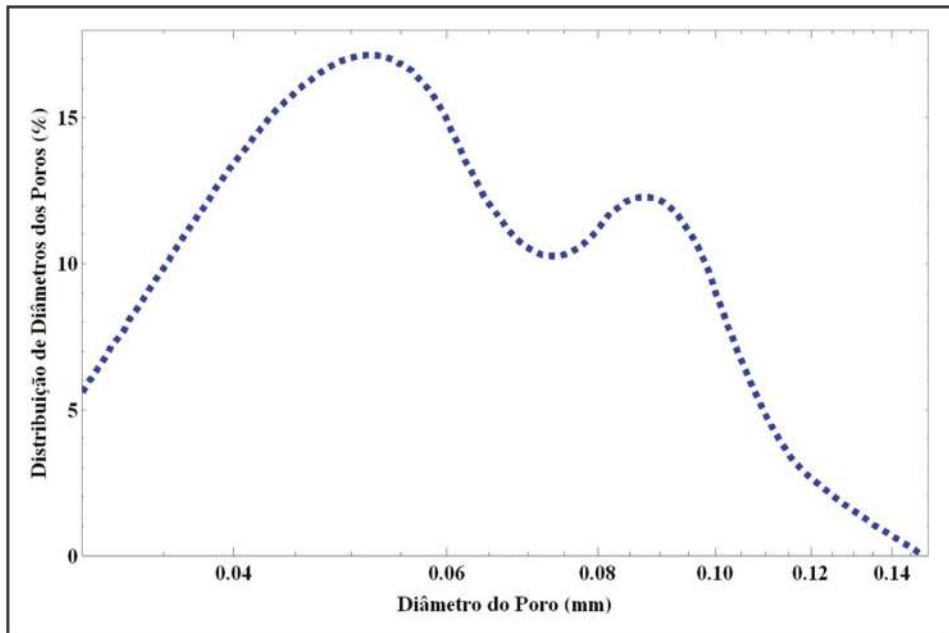


Figura 9 – Função de densidade de probabilidade para distribuição dos diâmetros dos poros gerada pelo ACE 89

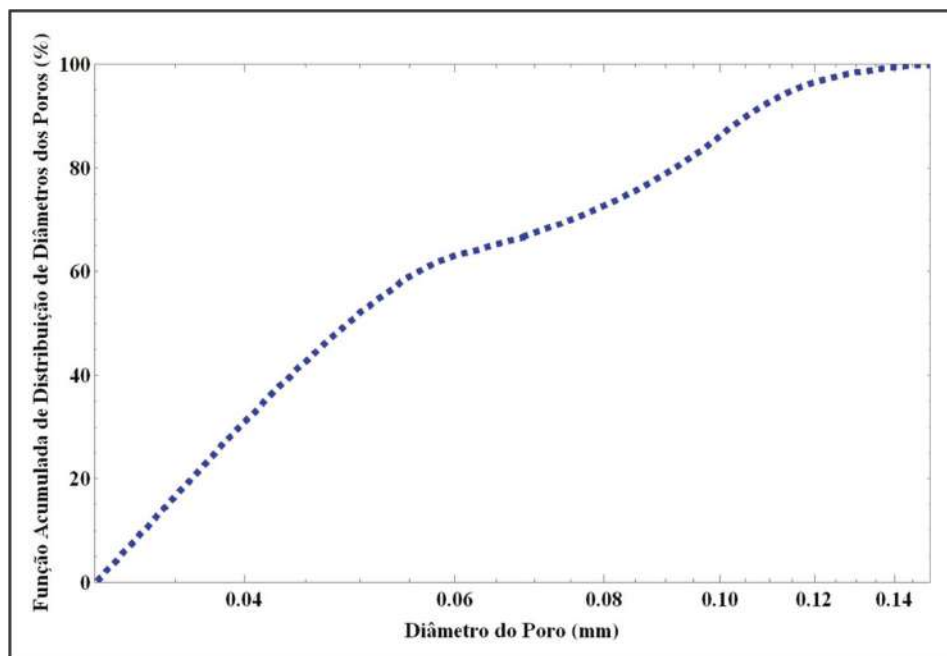


Figura 10 – Função de distribuição acumulada dos diâmetros dos poros gerada pelo ACE 89

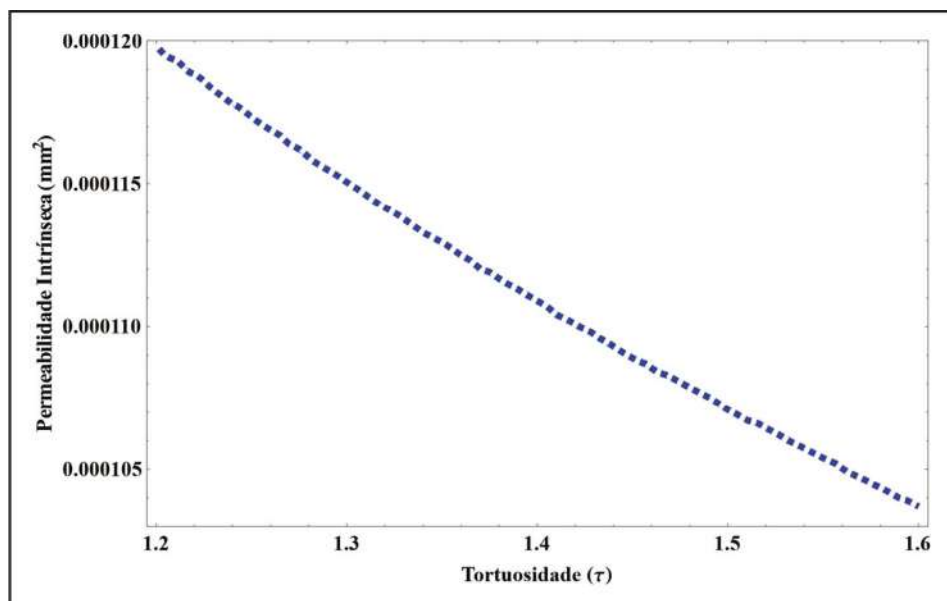


Figura 11 – Curva de permeabilidade intrínseca versus tortuosidade gerada pelo ACE 89

5. VALIDAÇÃO NUMÉRICA UTILIZANDO-SE MICROTOMOGRAFIAS COMPUTADORIZADAS

A tomografia computadorizada (TC) é o processo de obtenção da imagem da seção transversal ou da fatia de um corpo, utilizando-se um equipamento externo, controlado por computador. O processo ocorre por meio de múltiplas projeções obtidas da emissão de fótons com energia suficiente para atravessar o corpo de interesse, dentre as quais se tem raios X e raios gama. Ao serem atravessados pelo feixe de fótons, os materiais mais densos absorvem mais radiação que os menos densos. A energia do feixe ao atravessar o objeto é projetada em um dispositivo chamado de “detector”. Assim, uma TC indica a quantidade de radiação absorvida por cada partícula do objeto analisado (radiodensidade, dada pelo coeficiente de atenuação), e traduz essas variações em uma escala de cinzas, produzindo uma imagem. Cada pixel da imagem corresponde à média da absorção nessa zona (Herman, 2009).

O princípio de funcionamento de um tomógrafo de raios X está fundamentado na interação de um feixe de fótons com o objeto de análise. Uma parte da energia do feixe proveniente de uma fonte de raios X é absorvida pelo objeto e o resto é projetado em um conjunto de detectores. Os dados são processados por computadores que geram a imagem tridimensional por meio de algoritmos de reconstrução implementados em softwares especializados. Os fundamentos teóricos da interação da radiação com a matéria são descritos por vários autores, dentre eles, podem ser citados Manz e Gladden (1999) e Knoll (1983).

Durante a varredura tomográfica, as projeções são obtidas em várias posições angulares igualmente espaçadas até completar 360°. A partir dessas projeções, é possível reconstruir matematicamente a imagem do objeto, isto é, os valores do coeficiente de atenuação linear são calculados para cada ponto do plano tomográfico e uma imagem pode ser associada a esses valores distribuídos em uma escala de cinzas ou cores. Em seguida, por meio de algoritmos de reconstrução, é possível obter uma série de imagens 2D das seções transversais ao longo do eixo axial da amostra, que, por sua vez, são empregadas para a reconstrução da estrutura interna do objeto em 3D. Em Naime (2001) e Matrecano (2011), pode-se encontrar uma descrição dos principais algoritmos de reconstrução de imagens tomográficas.

O uso de tomógrafo para o estudo de solos iniciou-se na década de 80 com os trabalhos pioneiros de Petrovic *et al.* (1982), Hainsworth e Aylmore (1983) e Crestana (1985). As primeiras pesquisas foram realizadas com os tomógrafos médicos, que têm uma resolução limitada a 200 micras e empregam raios policromáticos. Posteriormente, o desenvolvimento dos chamados micro-TC, que permitem gerar feixes monocromáticos de raios X que podem ser modulados, e apresentam resoluções muito maiores (até um micron), permitiu grandes avanços no estudo e na caracterização da estrutura interna dos meios porosos (Menzel *et al.*, 1998; Matrecano, 2011; Vaz *et al.*, 2011; Gan e Wang, 2012).

Neste capítulo, apresentam-se os resultados de um estudo em que foi utilizada uma areia pouco argilosa fornecida pelo Laboratório de Geotecnia da Universidade de Brasília – UnB (Tabela 1). O material é de uso comum na construção civil no Distrito Fede-

ral. A aquisição das projeções e a reconstrução de imagens bidimensionais foram feitas utilizando-se um microtomógrafo de raio-X de quarta geração, modelo SkyScan 1172, da Embrapa Instrumentação Agropecuária – São Carlos. Na Tabela 1, aparece um resumo do processo de binarização da imagem utilizada e da geração do ACE.

Ao se binarizar a imagem tomográfica da areia, pôde-se obter uma clara distinção entre vazios e grãos de solo (Figura 12). Para tanto, um algoritmo determina um limite de claridade da imagem e todos os pixels que estão abaixo ou acima passam a ter o valor 0 ou 1, respectivamente. Logo, o mesmo princípio aplicado para se determinar a função de densidade de probabilidade para a distribuição dos diâmetros dos poros e demais características no caso de autômatos celulares pode ser aplicado para tomografias computadorizadas. Todavia, faz-se necessário, a partir da precisão da fotografia, definir a dimensão de cada pixel, ou seja, tem-se de estabelecer o comprimento de cada pixel em uma escala linear. Tal passo é totalmente análogo à atribuição do D_{10} no caso dos autômatos celulares. Como a tomografia é única, a porosidade se mantém constante e independente das dimensões utilizadas. Atribuindo-se, portanto, o valor de 3.10^{-4} mm como a menor dimensão do pixel da imagem binarizada, pode-se determinar a função de distribuição acumulada dos diâmetros dos poros (Figura 13). A função de distribuição acumulada dos diâmetros dos poros para a imagem binarizada da tomografia da areia apresentou um aspecto tipicamente esperado em solos com distribuições de poros unimodais. Esse fato é facilmente explicável, tendo em vista o caráter granular do material em estudo.

Tabela 1 – Resultados dos ensaios laboratoriais realizados na Areia Argilosa

Parâmetro	Valor	Norma utilizada
Densidade Relativa (Gs)	2,68	ASTM D7263 – 09
Porosidade (n)	66%	ASTM D7263 – 09
Permeabilidade [m/s]	2.10^{-5}	NBR 14545/2000
LL	54%	NBR 6459/1984
LP	39%	NBR 7180/1984

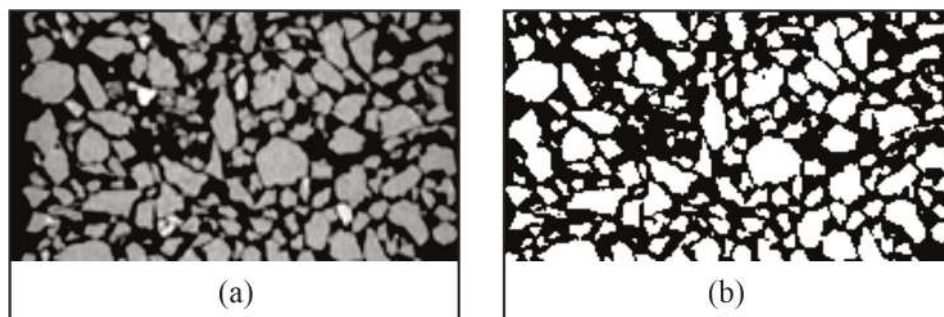


Figura 12 – Imagens da areia argilosa obtidas por meio da TC:
(a) Imagem original; (b) Imagem binarizada.

De posse da função de distribuição acumulada dos diâmetros dos poros para a imagem binarizada da tomografia da areia (Figura 12), foi obtido o autômato celular que melhor se enquadrava nas características de distribuição de poros da referida imagem. O resultado encontra-se apresentado na Figura 14. Além disso, o modelo foi verificado utilizando-se a Equação proposta por Fredlund *et al.* (2000) e adaptada para este estudo. Os parâmetros utilizados foram $a_{gr} = 1,19$; $n_{gr} = 3$; $m_{gr} = 0,9$; $d_{ngr} = 1000$ e $d_m = 0,05$ mm.

De posse dos resultados apresentados na Figura 14, foi possível determinar a curva de permeabilidade intrínseca *versus* tortuosidade correspondente ao caso em estudo (Figura 15). Conhecido o valor da condutividade hidráulica da areia argilosa (Tabela 1), foi possível determinar o valor da permeabilidade intrínseca, admitindo-se o fluido como sendo a água ($k = 2.10^{-6}$ mm²). Dessa forma, constata-se que a tortuosidade que define o material em estudo é 2,3.

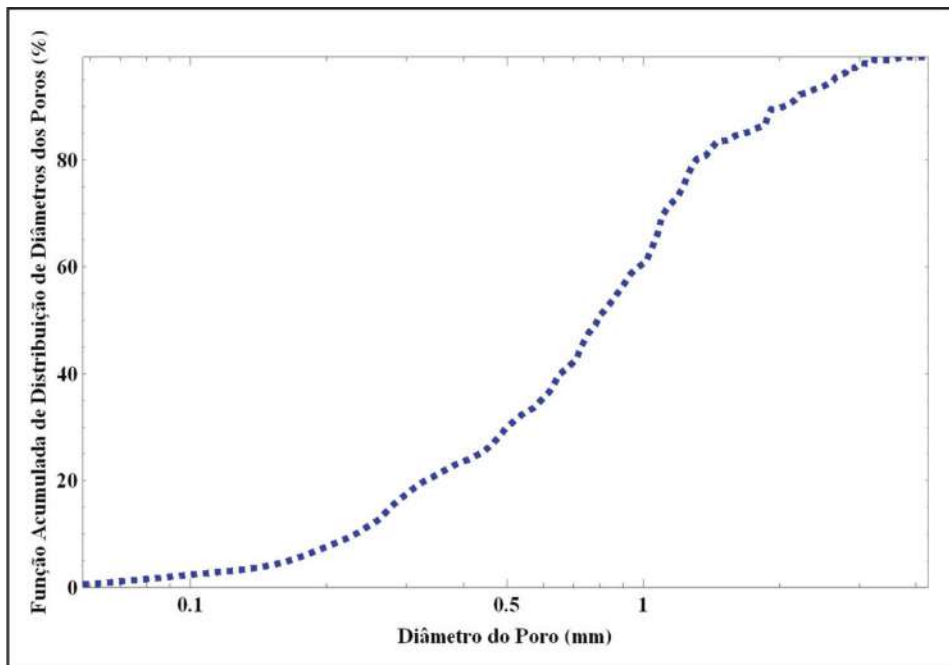


Figura 13 – Função de distribuição acumulada dos diâmetros dos poros para a imagem binarizada da tomografia da areia

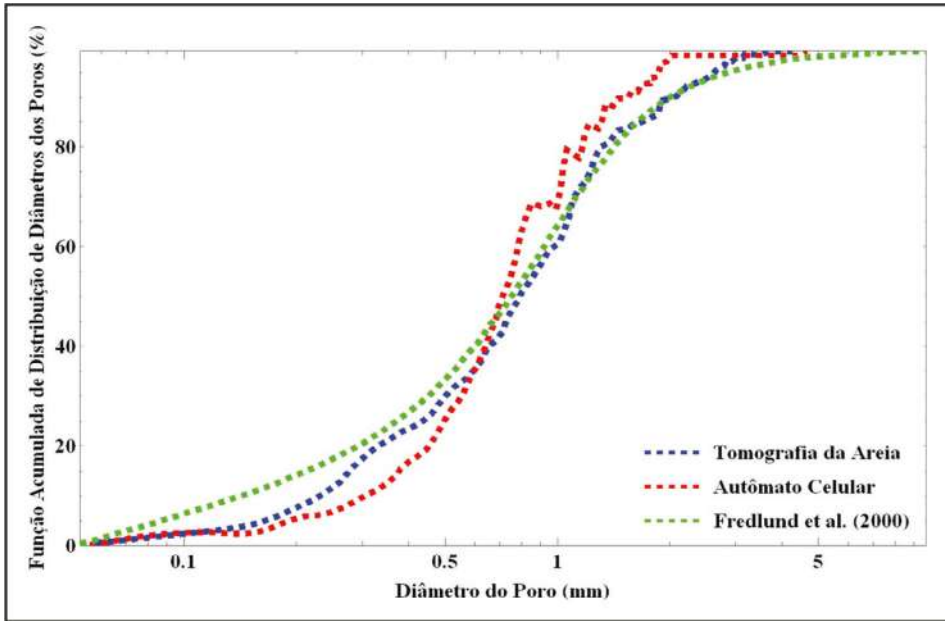


Figura 14 – Comparação entre as funções de distribuição acumulada dos diâmetros dos poros obtidas para a imagem binarizada da tomografia da areia para o autômato celular e pelo método proposto por Fredlund *et al.* (2000)

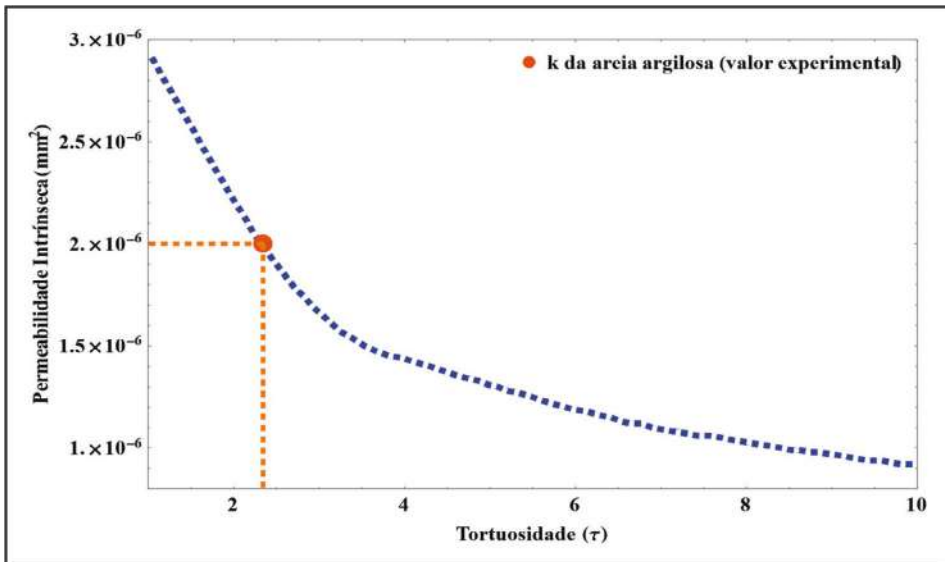


Figura 15 – Curva de permeabilidade intrínseca versus tortuosidade gerada para o autômato celular

6. CURVA DE RETENÇÃO DE ÁGUA NO SOLO

A relação entre o teor de umidade volumétrico de um solo e a sucção é uma função contínua, gradativa, na qual a sucção varia inversamente com o teor de umidade volumétrico, ou seja, a sucção tende a um valor nulo à medida que o solo se aproxima da saturação e a um valor máximo quando o grau de saturação tende a zero. A representação gráfica entre o teor de umidade volumétrico e a sucção é denominada curva de retenção de água no solo ou curva característica solo-água. Van Genuchten (1980) propôs uma função para o ajuste da curva característica dada por:

$$\theta_w(\psi) = \theta_r + (\theta_s - \theta_r) \frac{(1 + (\alpha \cdot \psi)^n)^{1/n}}{1 + (\alpha \cdot \psi)^n} \quad (\text{Eq. 29})$$

onde,

θ_w é o teor de umidade volumétrica [L^3L^{-3}];

θ_r é o teor de umidade volumétrica residual [L^3L^{-3}];

θ_s é o teor de umidade volumétrica saturada [L^3L^{-3}];

ψ é a sucção [FL^{-2}];

α e n são parâmetros de ajuste do modelo.

Dentre os métodos de previsão da curva de retenção (ou característica), um dos mais citados é o de Arya e Paris (1981). Segundo esses autores, a curva granulométrica permite a obtenção indireta da distribuição de poros do solo com um arranjo idealizado das partículas. Para os autores, a curva granulométrica pode ser dividida em n frações arbitrárias. Além disso, os autores estabeleceram que cada fração possui um diâmetro médio do poro e uma curva característica idealizada. Adotando-se a mesma hipótese de que solos de distribuição unimodal em relação às partículas também tendem a ser unimodais em relação aos vazios, o modelo de Arya e Paris (1981) foi adaptado, neste trabalho, para gerar a curva característica idealizada a partir de uma faixa de distribuição de poros definida pelo AC. Tal hipótese, para que tenha sua validade ampliada para solos contendo agregados, requer que se entenda as agregações como grãos maciços com densidade considerada aparente por englobar a microporosidade interna.

A curva de retenção idealizada para cada fração é definida pelo valor de entrada de ar e por uma drenagem total e abrupta. Conforme cada nova fração é drenada, uma porcentagem dos vazios do solo é drenada. Diversas hipóteses simplificadoras são adotadas pelo modelo de Arya e Paris (1981). A massa específica do solo é assumida constante e idêntica em todas as n frações. As partículas de cada fração são consideradas esféricas e com diâmetro igual ao diâmetro médio de cada fração. O volume dos poros de cada fração é idealizado como sendo um tubo capilar cilíndrico cujo raio é associado ao raio médio das partículas da fração. A Equação de Capilaridade de Kelvin é aplicada a cada fração. Histerese e seus mecanismos geradores não são considerados. Portanto, o modelo se limita ao caso de materiais granulares pouco ativos e com certa uniformidade mineralógica, mas sua análise permite, o entendimento da forma da curva de retenção de materiais como as areias quartzosas.

O volume de sólidos e o volume de vazios de cada fração é calculado, respectivamente, assumindo-se que:

$$V_{s_i} = \frac{m_{s_i}}{\rho_s} \quad (\text{Eq. 30})$$

$$V_{v_i} = \frac{m_{s_i}}{\rho_s} e \quad (\text{Eq. 31})$$

onde,

m_{s_i} é a massa das partículas de cada fração i (i variando de 1 até n)

ρ_s é a massa específica das partículas [ML^{-3}];

e é o índice de vazios.

O valor m_{s_i} corresponde à percentagem de partículas pertencentes à fração i , obtida da curva granulométrica (gerada com a mesma metodologia AC, mas associando-se a distribuição ao valor 0) é dado por:

$$m_{s_i} = P_{i+1} - P_i \quad (\text{Eq. 32})$$

Na hipótese de que os poros são preenchidos por água progressivamente, o teor de umidade volumétrico, acumulado até a fração n , é computado da seguinte forma:

$$\theta_{w_i} = \frac{\sum_{j=1}^i V_{v_j}}{V} \quad (\text{Eq. 33})$$

onde,

V_{v_j} é definido pela Equação [L³];

ρ_d é a massa específica seca do solo [ML^{-3}].

V é o volume total de solo [L^3], dado por:

$$V = \frac{\sum_i m_{s_i}}{\rho_d} \quad (\text{Eq. 34})$$

Uma vez que a quantidade total de massa de solo é unitária ($\sum m_{s_i} = 1$), a Equação (34) reescreve-se na forma:

$$V = \frac{1}{\rho_d} \quad (\text{Eq. 35})$$

Substituindo-se a Equação (35) na Equação (36), segue que:

$$\theta_{w_i} = \rho_d \sum_{j=1}^i V_{v_j} \quad (\text{Eq. 36})$$

O teor de umidade volumétrica correspondente ao ponto central de cada fração de solo é dado por:

$$\theta_{w_i}^* = \frac{\theta_{w_i} + \theta_{w_{i+1}}}{2} \quad (\text{Eq. 37})$$

Deve-se estabelecer a sucção mátrica correspondente a cada fração. Arya e Paris (1981) assumem que cada fração de solo é formada por n_i partículas esféricas, resultando em um volume de sólidos, V_{s_i} , e um volume de vazios, V_{v_i} , dados, respectivamente, por:

$$V_{s_i} = n_i 4\pi \frac{R_i^3}{3} \quad (\text{Eq. 38})$$

$$V_{v_i} = \pi r_i^2 h_i \quad (\text{Eq. 39})$$

onde,

R_i é o raio médio das partículas de cada fração [L];

r_i é o raio médio dos poros de cada fração [L];

h_i é o comprimento total do poro [L].

Arya e Paris (1981) propõem que se iguale o comprimento total do poro ao número de partículas alinhadas ao longo do poro vezes o comprimento contribuído por cada partícula. Considerando-se uma configuração cúbica de partículas esféricas idênticas, o comprimento do poro seria dado por:

$$h_i = n_i 2R_i \quad (\text{Eq. 40})$$

Os autores sugerem a inclusão de um parâmetro empírico α , para se levar em conta a não esfericidade das partículas:

$$h_i = n_i^\alpha 2R_i \quad (\text{Eq. 41})$$

Combinando-se as Equações (30), (31), (38), (39) e (41), pode-se concluir que:

$$r_i = R_i \sqrt{\frac{2}{3} e \cdot n_i^{1-\alpha}} \quad (\text{Eq. 42})$$

Os valores de n_i podem ser computados igualando-se a Equação (38) e (30). O valor de sucção correspondente a cada fração é computado utilizando-se a Equação de Capilaridade:

$$\psi_i = \frac{2T_s}{r_i} \quad (\text{Eq. 43})$$

onde, T_s é a tensão superficial da água [FL^{-1}].

Aplicando-se o método de Arya e Paris (1981) e utilizando-se os resultados obtidos para a função de distribuição acumulada dos diâmetros dos poros do AC, é possível obter a curva característica relativa ao AC (Figura 16).

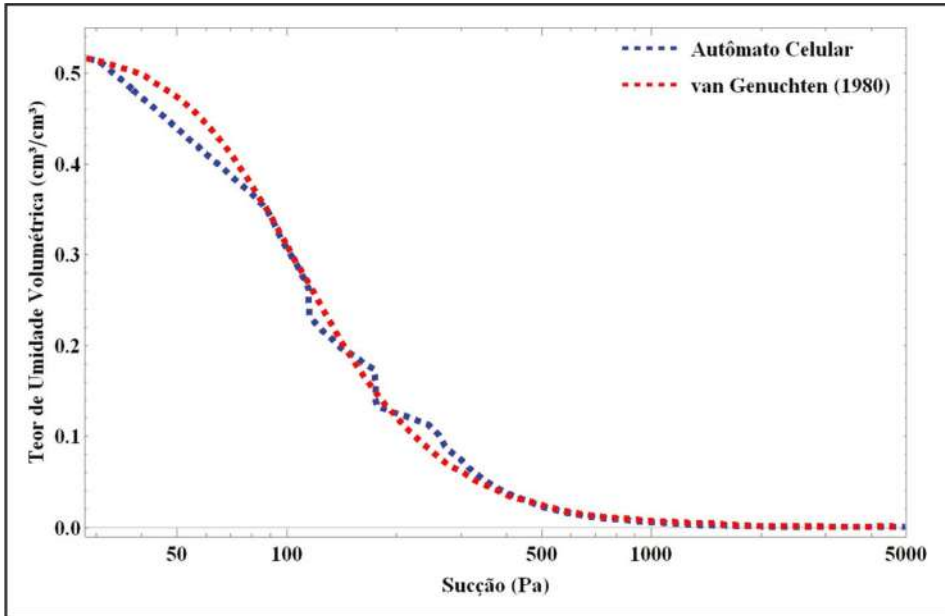


Figura 16 – Curva de retenção gerada para o AC e pela equação de Van Genuchten (Van Genuchten, 1980)

A partir dos resultados obtidos para a curva de retenção (AC), a Equação de Van Genuchten (Van Genuchten, 1980) foi utilizada e os valores que se ajustaram à curva foram $\theta_r = 0\%$, $\theta_s = 51,6\%$, $\alpha = 0,018$ e $n = 3$.

Portanto, é possível conjugar as técnicas tratadas neste capítulo para que se chegue à obtenção de curvas de retenção, em especial, dos materiais granulares.

7. NOVA ALTERNATIVA PARA OBTENÇÃO DA CURVA DE RETENÇÃO FUNDAMENTADA EM MODELO ANALÍTICO

Uma equação robusta capaz de sistematizar matematicamente o comportamento do fluxo de água em um solo não saturado é a equação de Richards (Richards, 1931). Tal equação diferencial considera que o teor de umidade volumétrica do solo pode variar, assim como a sucção, no tempo (t) e no espaço (x, y, z), por meio de:

$$\frac{\partial \theta_w}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x} \left[\frac{k_x(\psi)}{\rho_w g} \frac{\partial \psi}{\partial x} \right] + \frac{\partial}{\partial y} \left[\frac{k_y(\psi)}{\rho_w g} \frac{\partial \psi}{\partial y} \right] + \frac{\partial}{\partial z} \left[k_z(\psi) \left(\frac{1}{\rho_w g} \frac{\partial \psi}{\partial z} - 1 \right) \right] \quad (\text{Eq. 44})$$

onde,

θ_w corresponde ao teor de umidade volumétrica em função da sucção total [L^3L^{-3}];
 ψ representa a sucção total [$ML^{-1}T^{-2}$];
 k_x representa a condutividade hidráulica não saturada na direção x [LT^{-1}];
 k_y representa a condutividade hidráulica não saturada na direção y [LT^{-1}];
 k_z representa a condutividade hidráulica não saturada na direção z [LT^{-1}];
 ρ_w é a massa específica da água [ML^{-3}];
 g é a aceleração da gravidade [LT^{-2}].

Dada a natureza altamente não linear da Equação de Richards, seu emprego geralmente é pautado em condições hidráulicas simplificadas, tais como fluxo estacionário, sendo que a condição transiente raramente é considerada. Entretanto, Cavalcante e Zornberg (2017) apresentaram uma inovadora proposta para sua solução, mostrando que de posse da curva de retenção de água no solo e da função de condutividade hidráulica não saturada, é possível simular o fenômeno do fluxo unidimensional em sistemas não saturados por meio de um único parâmetro de ajuste (δ_{cz}) que conecta matematicamente estas duas funções com a variação temporal do conteúdo de água para os casos em que pode se assumir que a condutividade hidráulica varia linearmente com o conteúdo de água, a difusividade hidráulica é constante e não há mudança de volume do meio.

Considerando a aplicação destas três condições, os referidos autores mostraram que a curva de retenção de água no solo e a função de condutividade hidráulica não saturada, tendo a sucção como variável independente podem ser descritas, respectivamente, por:

$$\theta(\psi) = \theta_s + (\theta_s - \theta_r) \exp[-\delta_{cz}|\psi|] \quad (\text{Eq. 45})$$

$$k_z(\psi) = k_s \exp[-\delta_{cz}|\psi|] \quad (\text{Eq. 46})$$

onde,

θ_s e θ_r correspondem aos teores de umidade volumétrica saturada e residual [L^3L^{-3}];
 k_s representa a condutividade hidráulica saturada na direção z [LT^{-1}];
 δ_{cz} é um parâmetro de ajuste hidráulico [$M^{-1}L^2T^2$].

A Figura 17 apresenta as representações das curvas de retenção de água e de condutividade hidráulica não saturada que podem ser obtidas pelo modelo de Cavalcante e Zornberg (2017).

Por meio da definição de alguns domínios e condições iniciais e de contorno, Cavalcante e Zornberg (2017) obtiveram um conjunto de soluções analíticas que modelam a variação do conteúdo de água em diferentes tempos e profundidade do solo. Essas soluções serão explicitadas neste capítulo para o caso de infiltração unidimensional, com as considerações de contorno de Dirichlet nas simulações de solo com comprimento semi-infinito (caso 1) e finito (caso 2).

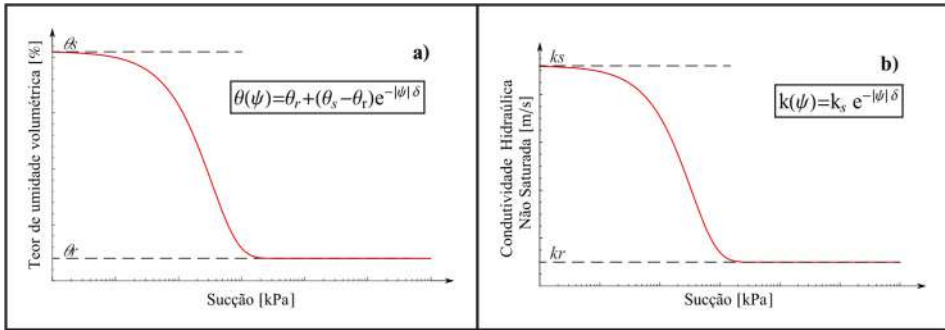


Figura 17 – Representação da curva de retenção de água (a) e condutividade hidráulica não saturada (b) pelo modelo de Cavalcante e Zornberg (2017)

A condição inicial para a resolução de ambos os casos é definida por um teor de umidade inicial uniforme para toda a profundidade da camada de solo avaliada:

$$\theta_w(z, 0) = \theta_i \quad (\text{Eq. 47})$$

onde, θ_i é o teor de umidade volumétrica inicial [L^3L^{-3}].

A primeira condição de contorno nos dois casos, corresponde a um teor de umidade constante no topo superior, θ_0 , para todo o tempo analisado, isto é,

$$\theta_w(0, t) = \theta_0 \quad (\text{Eq. 48})$$

Já como segunda condição de contorno, na posição inferior da coluna de solo, tem-se uma condição semi-infinita, para o caso 1, expressa pela Eq. (49), enquanto para o segundo caso, tem-se uma condição análoga, porém para uma coluna de solo com comprimento finito (L), expressa neste caso pela Eq. (50):

$$\frac{\partial \theta_w}{\partial z}(\infty, t) = 0 \quad (\text{Eq. 49})$$

$$\frac{\partial \theta_w}{\partial z}(L, t) = 0 \quad (\text{Eq. 50})$$

Essas condições inferiores expressam que para uma dada profundidade conhecida, L , ou que tenda ao infinito, não há variação do teor de umidade com a profundidade. Cada uma das condições de contorno e inicial supracitadas nos casos 1 e 2 encontram-se esquematizados na Figura 18.

A solução analítica para o caso 1 (semi-infinito) expressa por Cavalcante e Zornberg (2017), é a seguinte:

$$\theta_w(z, t) = \theta_i + (\theta_0 - \theta_i) A(z, t) \quad (\text{Eq. 51})$$

onde, $A(z, t)$ é dado por:

$$A(z,t) = \frac{1}{2} \left[\exp\left(\frac{\bar{a}_s z}{\bar{D}_z}\right) \operatorname{erfc}(Z_{+1}) + \operatorname{erfc}(Z_{-1}) \right] \quad (\text{Eq. 52})$$

em que,

$$Z_{\pm 1} = \frac{z \pm \bar{a}_s t}{2\sqrt{\bar{D}_z t}} \quad (\text{Eq. 53})$$

e a função erro complementar (erfc), é por definição:

$$\operatorname{erfc}(z) = 1 - \frac{2}{\pi} \int_0^z \exp(-t^2) dt \quad (\text{Eq. 54})$$

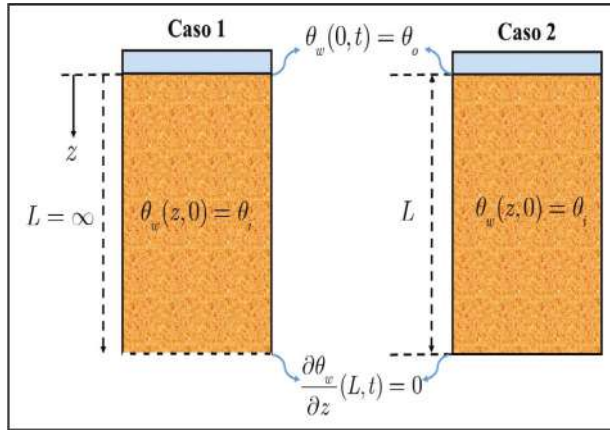


Figura 18 – Representação dos casos 1 e 2 propostos por Cavalcante e Zornberg (2017)

Para o caso 2, a solução analítica, por sua vez, é expressa, como sendo:

$$\theta_w(z,t) = \theta_i + (\theta_o - \theta_i) B(z,t) \quad (\text{Eq. 55})$$

onde, $B(z,t)$ é dado por:

$$B(z,t) = 1 - \sum_{m=1}^{\infty} \frac{2\beta_m \sin\left(\frac{\beta_m z}{L}\right) \exp\left(\frac{\bar{a}_s z}{2\bar{D}_z} - \frac{\bar{a}_s^2 t}{4\bar{D}_z} - \frac{\beta_m^2 \bar{D}_s t}{L^2}\right)}{\left[\beta_m^2 + \frac{\bar{a}_s L}{2\bar{D}_z} + \left(\frac{\bar{a}_s L}{2\bar{D}_z}\right)^2\right]} \quad (\text{Eq. 56})$$

no qual, β_m , são os autovalores correspondentes às raízes positivas da equação:

$$\beta_m \cot(\beta_m) + \frac{\bar{a}_s L}{2\bar{D}_z} = 0 \quad (\text{Eq. 57})$$

De acordo com os autores, apenas a consideração dos quatro primeiros dígitos da série na Eq. (56) é suficiente para a obtenção de resultados acurados, de tal forma que esta equação pode ser aproximada por:

$$\begin{aligned}
 B(z, t) = & \frac{1}{2} \operatorname{erfc}(Z_{-1}) + \frac{1}{2} \exp\left(\frac{\bar{a}_s z}{\bar{D}_z}\right) \operatorname{erfc}(Z_{+1}) \\
 & + \frac{1}{2} \left[2 + \frac{\bar{a}_s (2L - z)}{\bar{D}_z} + \frac{\bar{a}_s^2 t}{\bar{D}_z} \right] \exp\left(\frac{\bar{a}_s L}{\bar{D}_z}\right) \operatorname{erfc}\left(\frac{2L - z + \bar{a}_s t}{2\sqrt{\bar{D}_z t}}\right) \\
 & - \sqrt{\frac{\bar{a}_s^2 t}{\pi \bar{D}_z}} \exp\left(\frac{\bar{a}_s L}{\bar{D}_z} - \frac{(2L - z + \bar{a}_s t)^2}{4\bar{D}_z t}\right)
 \end{aligned} \quad (\text{Eq. 58})$$

Para um grande intervalo de valores de \bar{a}_s , \bar{d}_z e L , as soluções dos casos 1 e 2 conduzem aos mesmos resultados, isso explica por que muitos autores optam por empregar a solução do caso 1 mesmo para os casos de coluna de solo de comprimento finito.

Uma grande vantagem das soluções apresentadas por Cavalcante e Zornberg (2017), independente do caso, é o fato de se permitir visualizar o fenômeno de infiltração como uma superfície 3D no espaço $\theta - z - t$, como exemplificado na Figura 19. Para mais detalhes sobre o modelo apresentado consultar o artigo dos autores citados.

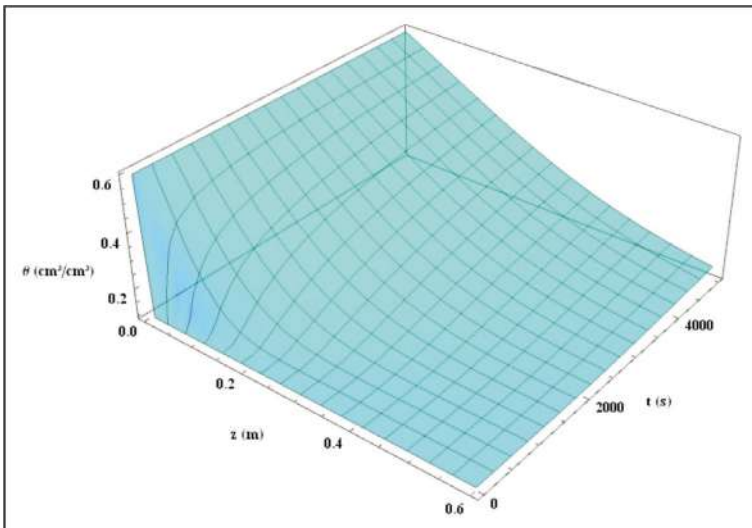


Figura 19 – Representação da superfície de infiltração pelo modelo de Cavalcante e Zornberg (Caso 1)

Uma outra vantagem do modelo de Cavalcante e Zornberg (2017) é a possibilidade de se obter a distribuição de poros de forma indireta a partir da curva de retenção de água no solo, e vice-versa. Para isso, Costa e Cavalcante (2021a) consideraram que os vazios

dos solos poderiam ser representados por tubos capilares, obtendo para a curva de frequência acumulada de raios dos poros ($S(r)$) a expressão:

$$S(r) = \frac{\theta_r + (\theta_s - \theta_r) \exp(-2T_s \delta_{CZ} / r)}{\theta_s} \quad (\text{Eq. 59})$$

Derivando a Eq. (59), é possível obter a distribuição de frequência de raios dos poros que é dada por:

$$\frac{\partial S}{\partial \rho} = \frac{2(\theta_s - \theta_r) \ln(10) \delta_{CZ} T_s \exp(-2\delta_{CZ} / 10^\rho)}{10^\rho \theta_s} \quad (\text{Eq. 60})$$

onde,

$$\rho = \log(r) \quad (\text{Eq. 61})$$

Assim, como foi feito para o tradicional modelo de retenção de van Genuchten é possível ajustar o modelo de retenção de Cavalcante e Zornberg (2017) aos dados da Figura 16 ou da Figura 13 e obter indiretamente os parâmetros hidráulicos do autômato gerado, tais como a curva de condutividade hidráulica não saturada e do avanço da frente de umidade. Na Figura 20 é apresentada a comparação entre a curva de retenção de água obtida pelos modelos de van Genuchten (1980) e Cavalcante e Zornberg (2017) com a do Autômato Celular. Os parâmetros de ajuste do modelo de Cavalcante e Zornberg (2017) foram $\theta_r = 0\%$, $\theta_s = 60\%$ e $\delta_{CZ} = 0.007 \text{ Pa}^{-1}$.

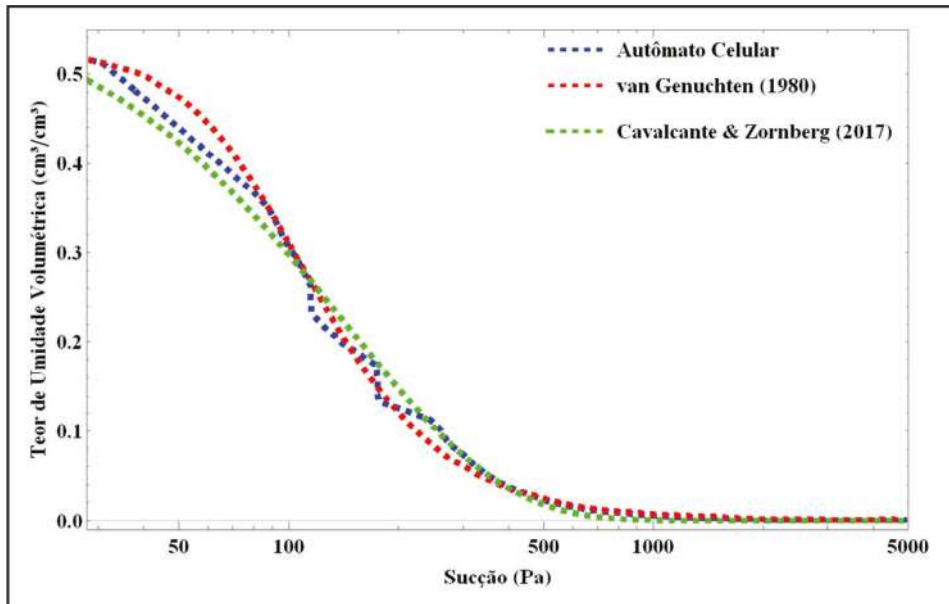


Figura 20 - Comparativo entre as curvas de retenção de água no solo

Para mais informações sobre o modelo de Cavalcante e Zornberg (2017), quanto a aplicações e correlações, consulte os trabalhos de: Cavalcante *et al.* (2019), Sousa (2019), Costa e Cavalcante (2020), Costa e Cavalcante (2021a), Costa e Cavalcante (2021b), Cavalcante e Mascarenhas (2021) e Dantas e Cavalcante (2021).

8. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Como ilustrado nesse capítulo, o método numérico autômatos celulares se mostra como uma excelente ferramenta computacional para a caracterização da estrutura porosa de solos não saturados. O método foi utilizado para caracterizar a estrutura porosa de areia argilosa, apresentando resultados promissores.

A metodologia proposta descreve a função de densidade de probabilidade para a distribuição dos diâmetros dos poros, a função de distribuição acumulada dos diâmetros dos poros, a curva de permeabilidade intrínseca *versus* tortuosidade e a curva de retenção de um autômato celular, previamente escolhido, a partir das análises de tomografias computadorizadas.

A função de distribuição acumulada dos diâmetros dos poros obtida para a imagem binarizada da tomografia da areia para o autômato celular e pelo método proposto por Fredlund *et al.* (2000) se ajustou muito bem. Houve, também, um excelente ajuste entre a curva de retenção gerada para o autômato celular e pelos modelos de van Genuchten (1980) e Cavalcante e Zornberg (2017).

Além disso, a partir de ensaios laboratoriais de permeabilidade, é possível inferir a tortuosidade dos poros presentes no solo com base no valor da permeabilidade intrínseca.

As análises apresentadas neste capítulo representam uma ilustração do potencial das modelagens físicas e numéricas para o entendimento do comportamento dos solos. É evidente que maior complexidade será dada aos modelos e suas interpretações à medida que se incorporem os solos argilosos, os solos com partículas lamelares, os solos contendo agregações, os solos contendo argilominerais expansivos, aqueles com densidades relativas diversas, mas, na engenharia, o entendimento dos fenômenos deve sempre partir do simples para só então adentrar em construções mais elaboradas e engenhosas (Camapum de Carvalho, 2022).

AGRADECIMENTOS

Os autores gostariam de expressar seus agradecimentos à Universidade de Brasília, à EMBRAPA Instrumentação, ao Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico (CNPq - Projeto de Pesquisa 305484/2020-6) e à Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES).

REFERÊNCIAS

ARYA, L.M. & PARIS, J.F. (1981). A physicoempirical model to predict the soil moisture characteristic from particle-size distribution and bulk density data. *Soil Science Society America Journal*, 45: 1023-1030.

BANDMAN, O. (2011). Using cellular automata for porous media simulation. *The Journal of Supercomputing*, 57 (2): 121-131.

BORGES, L.P.F.; MORAES, R.M.M.; CRESTANA, S. & CAVALCANTE, A.L.B. (2019). Geometric features and fractal nature of soil analyzed by x-ray microtomography image processing. *Int. J. Geomech.* 9(8), 04019088.

CAVALCANTE, A.L.B. & MASCARENHAS, P.V.S. (2021). Efficient approach in modeling the shear strength of unsaturated soil using soil water retention curve. *Acta Geotechnica*, 16(10), 3177-3186.

CAVALCANTE, A.L.B. & ZORNBERG, J.G. (2017). Efficient approach to solving transient unsaturated flow problems. I: Analytical solutions. *Int. J. Geomech.* 17(7), 04017013.

CAVALCANTE, A.L.B.; BORGES, L.P.F. & ZORNBERG, J.G. (2019). New 3D Analytical Solution for Modeling Transient Unsaturated Flow Due to Wetting and Drying. *Int. J. Geomech.*, 19(7), 04019077.

COSTA, M.B.A. & CAVALCANTE, A.L.B. (2020). Novel approach to determine soil-water retention surface. *Int. J. Geomech.* 20(6), 04020054.

COSTA, M.B.A. & CAVALCANTE, A.L.B. (2021a). Bimodal Soil–Water Retention Curve and k-Function Model Using Linear Superposition. *Int. J. Geomech.* 21(7), 04021116.

COSTA, M.B.A. & CAVALCANTE, A.L.B. (2021b). Closure to “Novel Approach to Determine Soil–Water Retention Surface” by Mateus Bezerra Alves da Costa and André Luís Brasil Cavalcante. *Int. J. Geomech.*, 21(8), 07021002.

CRESTANA, S. (1985). A tomografia computadorizada como um novo método para estudos da física da água no solo. Tese de Doutorado em Ciências-Física Aplicada, Universidade de São Paulo, 140 p.

CRESTANA, S.; MASCARENHAS, S. & POZZI-MUCELLI, R.S. (1985). Static and dynamic three-dimensional studies of water in soil using computed tomographic scanning. *Soil Sci.* 140(5), 326-331.

DANTAS, A. P. N. & CAVALCANTE, A. L. B. (2021). Evaluation of antecedent rainfall effects in the analysis of the probability of transient failure in unsaturated slopes. *Proceedings of the 3rd Pan-American Conference on Unsaturated Soils, MATEC Web of Conferences* 337, 03016.

DARCY, H. (1856). *Les Fontaines Publiques de la Ville de Dijon*. Dalmont, Paris.

FREDLUND, M.D.; FREDLUND, D.G. & WILSON, W. (2000). An equation to represent grain-size distribution. *Canadian Geotechnical Journal*, 37: 817-827.

GAN, M. & WANG, J. (2012). Applications of image processing technique in porous material characterization. *Advanced Image Acquisition, Processing Techniques and Applications I*, Dimitrios Venzas, InTech, Rijeka, Croatia, pp. 109-122.

HAINSWORTH, J.M. & AYLMOORE, L.A.G. (1983). Water extraction by single plant roots. *Australian Journal of Soil Research*, 21: 435-440.

HERMAN, G.T. (2009). *Fundamentals of computerized tomography: Image reconstruction from projection*. Springer, Estados Unidos, 300 p.

KNOLL, G.F. (1983). *Radiation detection and measurement*. John Wiley & Sons, Inc. New York, 354 p.

MANZ, B. & GLADDEN, L.F. (1999). Flow and Dispersion in Porous Media: Lattice-Boltzmann and NMR Studies. *Fluid Mechanics and Transport Phenomena*, 45(9): 1845-1854.

MATRECANO, M. (2011). Porous media characterization by micro-tomographic image processing. Tese de doutorado, Università degli studi di Napoli "Federico II", 126 p.

MENZEL, O.; SCHARFENBERG, R. & HESSE, D. (1998). Characterization of Porous Media by Digital Image Processing. *Chemical Engineering & Technology*, 21(3): 248-253.

NAIME, J.M. (2001). Um novo método para estudos dinâmicos, in situ, da infiltração da água na região não saturada do solo. Tese de Doutorado. Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, 146 p.

OTÁLVARO, I.F. (2013). Comportamento Hidromecânico de um Solo Tropical Compactado. Tese de Doutorado, Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Brasília, 122 p.

OZELIM, L. C. S. M. & CAVALCANTE, A. L. B. (2018a). Combining Microtomography, 3D Printing, and Numerical Simulations to Study Scale Effects on the Permeability of Porous Media. *International Journal of Geomechanics*, 19, 04018194-04018194-15.

OZELIM, L. C. S. M. & CAVALCANTE, A. L. B. (2018b). 3D Cellular Automata as a Computational Tool to Generate Artificial Porous Media. *International Journal of Geomechanics*, 18, 04018096-1-04018096-22.

OZELIM, L.C. de S.M. (2014) Concepção e Validação de um Modelo Matemático-Digital para o Meio Poroso por meio de Microtomografia, Autômatos Celulares e Impressões 3D. Tese de Doutorado. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, 108 p.

- OZELIM, L.C. de S.M.; CAVALCANTE, A.L.B. & BORGES, L.P.F. (2012). Continuum versus Discrete: A physically interpretable general rule for cellular automata by means of modular arithmetic. *Complex Systems*, 22(1): 75-99.
- PACKARD, N.H. & WOLFRAM, S. (1985). Two-dimensional cellular automata. *Journal of Statistical Physics*, 38(5/6): 901-946.
- PERRIER, E.; BIRD, N. & RIEU, M. (1999). Generalizing the fractal model of soil structure: the pore – solid fractal approach. *Geoderma*, 88: 137-164.
- PETROVIC, A.M.; SIEBERT, J.E. & RIEKE, P.E. (1982). Soil bulk density in three dimension by computed tomography scanning. *Soil Science Society of America Journal*, 46: 445-450.
- PIRES, L.F.; OSNY, O.S.B.; REICHARDT, K. & TIMM, L.C. (2005). Application of gamma-ray computed tomography to analysis of soil structure before density evaluations. *Appl. Radiat. Isotopes* 63, 505-511.
- RICHARDS, L.A. (1931). Capillary conduction of liquids through porous medium. *Journal Physics*, 1(2): 318-333.
- SCHIFF, J. L. (2008). *Automata a discrete view of the world*. John Wiley & Sons, Hoboken, New Jersey, 252 p.
- SOUSA, P. F. (2019). Determinação das Propriedades Hidráulicas de Solos Não Saturados a partir de Ensaios de Infiltração utilizando Tomografias de Raios Gama. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, 82 p.
- SUTERA, S. P. & SKALAK, R. (1993). The history of Poiseuille's law. *Annual review of fluid mechanics*, 25(1), 1-20.
- TSENG, C.L.; ALVES, M.C. & CRESTANA, S. (2018a). Quantifying physical and structural soil properties using X-ray microtomography. *Geoderma* 318(15), 78-87. <https://doi.org/10.1016/j.geoderma.2017.11.042>.
- TSENG, C.L.; ALVES, M.C.; MILORI, D.M.B.P. & CRESTANA, S. (2018b). Geometric characterization of soil structure through unconventional analytical tools. *Soil Tillage Res.* 181, 37-45. <https://doi.org/10.1016/j.still.2018.03.018>.
- VAN GENUCHTEN, M.TH. (1980). A Closed Form Equation for Predicting the Hydraulic Conductivity of Unsaturated Soils. *Soil Science Society of America Journal*, 44: 892-898.

VAZ, C.M.; CRESTANA, S.; MASCARENHAS, S.; CRUVINEL, P.E.; REICHARDT, K. & STOLF, R. (1989). Using a computed tomography miniscanner for studying tillage induced soil compaction. *Soil Technol.* 2(3), 313-321. [https://doi.org/10.1016/0933-3630\(89\)90015-9](https://doi.org/10.1016/0933-3630(89)90015-9).

VAZ, C.M.P.; DE MARIA, I.C.; LASSO, P.O. & TULLER, M. (2011). Evaluation of an Advanced Benchtop Micro-Computed Tomography System for Quantifying Porosities and Pore-Size Distributions of Two Brazilian Oxisols. *Soil Science Society of America Journal*, 75(3): 832-841.

WOLFRAM, S. (1983). Statistical mechanics of cellular automata. *Reviews of Modern Physics*, 55(3): 601-644.

WOLFRAM, S. (1984). Universality and complexity in cellular automata. *Physica D: Nonlinear Phenomena*, 10(1-2): 1-35.

WOLFRAM, S. (2002). *A New Kind of Science*. Wolfram Media. Inc, Estados Unidos. 1197 p.

ZUBELDIA, E.H.; OZELIM, L.C.S.M.; CAVALCANTE, A.L.B. & CRESTANA, S. (2016). Cellular Automata and X-Ray Microcomputed Tomography Images for Generating Artificial Porous Media. *Int. J. Geomech.* 16(2), 04015057. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GM.1943-5622.0000527](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GM.1943-5622.0000527).

ZULBELDIA, E.H. (2013). *Uso dos autômatos celulares bidimensionais e imagens tomográficas na geração de meios porosos artificiais*. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, 93 p.

Capítulo 23

BARREIRAS CAPILARES EM COBERTURAS EVAPOTRANSPIRATIVAS

Marlon José de Lima
Jorge Gabriel Zornberg
Ennio Marques Palmeira

1. INTRODUÇÃO

A necessidade de se prover um destino adequado aos resíduos sólidos gerados pela atividade humana tem sido, a longo prazo, uma preocupação da sociedade organizada e um desafio de engenharia na busca por soluções tecnicamente eficientes e economicamente viáveis. A seleção correta de áreas para disposição final de resíduos sólidos compreende a execução de um projeto de manejo que reduza os impactos ambientais negativos e aumente a vida útil das instalações. Outro desafio corrente é quanto ao projeto de cobertura final em células de aterros sanitários que tenham atingido sua capacidade máxima de armazenamento de resíduos. Para cobertura final em aterros sanitários, a prática comum no país tem sido a utilização de camadas de solo compactado, principalmente solos argilosos, uma vez que a principal preocupação é prover uma cobertura com baixa permeabilidade ao fluxo de água, evitando acréscimo de umidade à massa de resíduos.

O sistema de cobertura é um componente importante em um projeto de engenharia que contemple um bom acondicionamento de resíduos sólidos urbanos ou resíduos perigosos. O sistema de cobertura de um aterro está em constante interação com a atmosfera. Projetos de coberturas finais envolvem conceitos ligados a várias áreas do conhecimento, como a engenharia geotécnica, engenharia ambiental, ciências do solo, climatologia, biologia e hidrologia. A integração de conceitos dessas várias disciplinas é um importante desafio aos pesquisadores, projetistas e reguladores responsáveis. Este é particularmente o caso das coberturas evapotranspirativas, em que é necessária uma ampla compreensão e quantificação dos processos atmosféricos que atuam na superfície onde está localizado o sistema de cobertura, além do fluxo de água através da camada de solo não saturado (Zornberg & McCartney, 2007).

Os componentes do balanço hídrico usados para quantificar a conservação da massa de água em um projeto de cobertura pode incluir evaporação e transpiração plantar (conjunto denominado de evapotranspiração), precipitação, fluxo superficial (*runoff*), arma-

zenamento de umidade, drenagem lateral e percolação basal. Percolação basal, uma importante variável para quantificar o desempenho médio de um sistema de cobertura, é o volume de água que se localiza sob a superfície do sistema de cobertura com o tempo. O volume de água que não possa ser removido do sistema de cobertura por evapotranspiração ou drenagem lateral alcança a camada de resíduos sólidos acondicionada no sistema, possibilitando a mobilização de contaminantes que podem eventualmente alcançar o lençol freático. Portanto, um dos objetivos primários de um sistema de cobertura de aterros sanitários é controlar a percolação basal. Objetivos adicionais de um sistema de cobertura em depósitos de resíduos sólidos incluem acomodar recalques diferenciados sem comprometer seu desempenho e controlar a liberação de gás oriundo da decomposição do material armazenado.

Sistemas de cobertura resistivos envolvem um *liner* (por exemplo, uma camada de argila compactada) com baixa condutividade hidráulica saturada para reduzir a percolação basal. Em um sistema resistivo, a percolação basal é reduzida maximizando-se a percolação superficial (*runoff*).

Coberturas evapotranspirativas são sistemas alternativos que têm sido implementados com relativo sucesso nos últimos tempos. Coberturas evapotranspirativas são vegetadas com plantas nativas que sobrevivem tanto durante o período típico de precipitação quanto nos períodos de estiagem. Para esse sistema, a evapotranspiração e a capacidade de armazenamento de umidade são componentes que influenciam significativamente seu desempenho. A drenagem lateral interna pode ainda ser um componente relevante para alguns tipos de coberturas evapotranspirativas, como no caso das barreiras capilares. Uma cobertura evapotranspirativa não agindo como uma barreira, como no caso da barreira resistiva, mas como uma esponja ou um reservatório que armazena umidade durante eventos de precipitação e, então, elimina essa umidade de volta à atmosfera por evapotranspiração ou drenagem lateral. Siltes e argilas de baixa plasticidade são os solos mais comumente usados em coberturas evapotranspirativas.

1. TIPOS DE COBERTURAS EVAPOTRANSPIRATIVAS

1.1 Coberturas monolíticas

Coberturas monolíticas são coberturas evapotranspirativas que consistem em uma única camada de solo colocada diretamente sobre a camada de resíduo sólido (Zornberg *et al.*, 2003). A camada superior de solo trabalha tanto como um suporte à vegetação quanto uma barreira hidráulica natural à infiltração de água. Abaixo da camada superior de solo, é instalada uma camada de fundação, podendo consistir do mesmo tipo de solo. Essa camada está logo acima da camada de resíduos sólidos e tem função de nivelamento do sistema de cobertura.

Os primeiros pesquisadores focaram suas pesquisas na investigação do comportamento em longo prazo das camadas de solo natural em regiões áridas, assumindo que o comportamento é análogo ao observado em uma cobertura monolítica (Waugh *et al.*, 1994 *apud* Zornberg & McCartney, 2007). Esses estudos indicaram que as variações da umidade em estruturas de solo análogas se concentram nos primeiros centímetros da ca-

mada de solo, indicando que as coberturas monolíticas podem ser soluções aceitáveis para depósito de resíduos sólidos. A Figura 1 (Zornberg & McCartney, 2007) ilustra a configuração de uma cobertura monolítica.

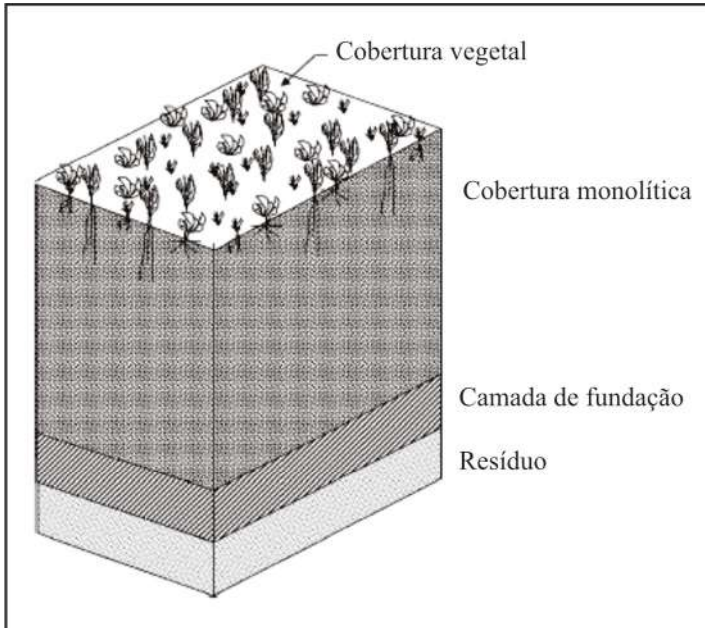


Figura 1 – Perfil de solo de uma barreira monolítica (adaptado de Zornberg & McCartney, 2007).

O aspecto principal da cobertura monolítica é a adequada determinação das propriedades hidráulicas dos solos, a saber, função da condutividade hidráulica não saturada e determinação da curva de retenção de água, assim como a determinação da espessura apropriada da camada de cobertura de solo.

O perfil de umidade em uma camada de solo monolítica prevê infiltração de água e aumento no valor da umidade durante eventos de precipitação e subsequente secagem durante eventos de evapotranspiração. Mesmo que o valor da umidade possa aumentar consideravelmente na base da camada monolítica, próximo da camada de resíduos sólidos, durante eventos de infiltração ou precipitação extremos, a maior ocorrência de variação de umidade deve ocorrer na região próxima do topo da camada monolítica.

Um parâmetro que deve ser utilizado para quantificar o armazenamento de umidade é a capacidade de campo, que é definida como o valor limite de umidade acima do qual o solo não mais retém água por capilaridade sob os efeitos da gravidade (Zornberg *et al.*, 1999). Quando água é adicionada ao solo que está no valor da capacidade de campo, ocorre drenagem. A capacidade de campo pode ser obtida por testes de infiltração, porém um valor geralmente aceito para siltes e argilas de baixa plasticidade é uma umidade correspondente a um valor de sucção de 33 kPa (Meyer & Gee, 1999). A capacidade de armaze-

namento de água de uma cobertura monolítica por unidade de área pode ser preliminarmente estimada multiplicando-se a umidade volumétrica na capacidade de campo (valores obtidos a partir da curva de retenção de água) pela espessura da cobertura.

1.2 Barreiras anisotrópicas

Barreiras anisotrópicas são similares a barreiras capilares, mas a concepção de projeto leva mais em conta a drenagem interna lateral através de uma ou mais camadas de drenagem, trabalhando em função da inclinação da cobertura (Stormont, 1995). Barreiras anisotrópicas envolvem tipicamente um substrato vegetativo superposto a uma camada de solo granular com função drenante, os quais são, por sua vez, superpostos a uma camada primária de solo fino e uma segunda camada de solo granular de forma a providenciar uma barreira capilar. A camada de solo granular atua tanto como uma barreira capilar para o substrato vegetativo como uma camada de drenagem para a água que atravesse a barreira capilar. A quantidade de água coletada pela camada de drenagem e a que permanece no substrato vegetal é substancialmente maior do que a que infiltra na barreira primária.

O efeito de barreira capilar da camada de solo granular, que também é uma camada de drenagem, aumenta a capacidade de armazenamento de água do substrato vegetativo, por manter a frente de umidade na camada superior do perfil. O projeto de uma barreira anisotrópica é mais complexo que de uma barreira monolítica ou de uma cobertura de barreira capilar devido à necessidade de quantificar as propriedades hidráulicas das camadas que compõe os perfis, bem como o volume de água que pode ser drenado lateralmente. Comparações de campo entre o desempenho de testes em escala de barreiras capilares, barreiras anisotrópicas e coberturas monolíticas realizadas por Dwyer (1998) indicaram que a barreira anisotrópica apresentou um bom desempenho quando comparada com outros sistemas de cobertura para as mesmas condições climáticas ao longo de um programa de cinco anos. Entretanto, é a que exige maior atenção técnica entre as três soluções no que se refere a seu projeto e construção.

1.3 Barreiras capilares

Barreiras capilares são coberturas evapotranspirativas que consistem em um sistema de solos em camadas que envolvem normalmente um solo fino (silte, argila) colocado sobre um material granular (areia, pedregulho, geotêxtil não tecido). Barreiras capilares usam o contraste nas propriedades hidráulicas entre o solo fino e o material granular para ampliar a capacidade da camada de solo fino em armazenar água. Um geotêxtil não tecido pode ser efetivo para agir como o material granular em contraste com o solo fino em um sistema de cobertura baseado em barreiras capilares.

Segundo McCartney *et al.* (2008), geotêxteis não tecidos são efetivos como barreiras hidráulicas em solos não saturados pela mesma razão que são efetivos para separação, proteção e drenagem: a média do tamanho de seus poros é maior que os da maioria dos solos. Quando instalado em solos finos, o geotêxtil pode agir como uma barreira ao fluxo de água devido ao fenômeno de ruptura capilar (*capillary break effect*). O fenômeno da ruptura capilar é um dos mecanismos que governam o fluxo de água em uma barreira

evapotranspirativa, cujo objetivo não é impedir que a água penetre no solo, como no caso das barreiras resistivas convencionais, mas que a água seja armazenada no solo para que seja, posteriormente, eliminada por evapotranspiração. Essas barreiras podem ser chamadas de barreiras capilares (*capillary barrier*), justamente por utilizarem o contraste entre dois geomateriais com tamanhos de poros diferentes para reter ou retardar o fluxo de água em sua interface.

O efeito de ruptura capilar é observado na interface entre solos finos com poros relativamente pequenos e materiais granulares que tenham poros relativamente grandes. O menisco na interface entre os poros pequenos e grandes deve superar a mudança relativa entre os raios dos poros menor e maior de forma a forçar o ar a sair do poro maior, que será preenchido por água. Em outras palavras, a energia da água no poro pequeno deve ser suficiente para permiti-la penetrar no poro maior. McCartney *et al.* (2008) afirmam ainda que o movimento da água do solo para o geotêxtil é afetado pelo tipo de polímero do geotêxtil. O polipropileno, um polímero comumente usado em geotêxteis não tecidos, é hidrofóbico e repele água (McCartney *et al.*, 2008 *apud* Henry & Patton, 1998).

Macroscopicamente, o efeito de ruptura capilar previne que uma quantidade de água flua do solo para dentro do geotêxtil não tecido até alcançar uma sucção crítica próxima a zero (saturação). Nesse ponto, a água é capaz de romper a resistência e migrar dos poros menores para os poros maiores. Essa sucção crítica, conhecida como sucção de passagem (*breakthrough suction*), geralmente ocorre quando a condutividade hidráulica dos dois materiais não saturados atinge o mesmo valor (Zornberg *et al.*, 2009).

A Figura 2 (Zornberg *et al.*, 2009) ilustra o fenômeno da ruptura capilar entre camadas de materiais com diferentes tamanhos de poros. Nesse caso, um solo fino com poros relativamente pequenos e um geotêxtil, que atua de forma similar a um solo granular, com poros relativamente grandes. O menisco ar-água na interface entre os materiais de poros maiores e menores deve vencer a mudança no raio dos poros, de r_1 para r_2 para forçar o ar a sair do poro maior.

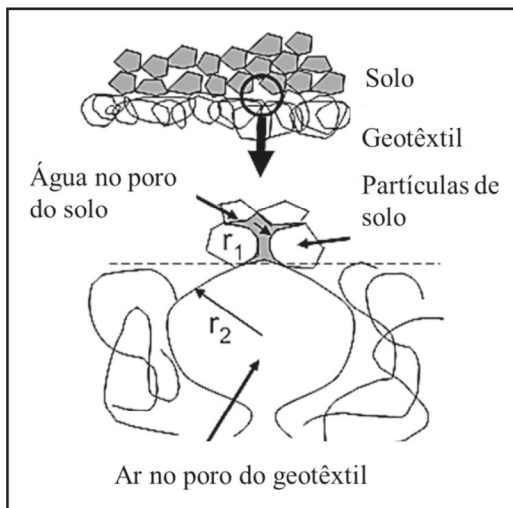


Figura 2 – Esquema ilustrando o efeito de ruptura capilar na interface solo-geotêxtil (adaptado de Zornberg *et al.*, 2009)

A dimensão menor dos poros do solo fino (r_1) resulta em valores de sucção comparativamente altos, e a água presente na camada de solo fino só migrará para os poros maiores (r_2) do geotêxtil quando atingir um valor de sucção significativamente menor, correspondente à sucção gerada nos poros do geotêxtil, relativamente maiores (r_2). Macroscopicamente, o efeito de ruptura capilar evita que uma quantidade considerável de água flua do solo fino para dentro do geotêxtil, até que o solo alcance um valor crítico de sucção, próximo de zero (saturação). Nesse ponto, a água é capaz de romper a interface dos materiais e fluir dos poros menores do solo para os poros maiores do geotêxtil (Zornberg *et al.*, 2009).

O fenômeno da ruptura capilar está diretamente relacionado com a compreensão da condutividade hidráulica em solos não saturados, e é o princípio de funcionamento das barreiras capilares. Segundo Zornberg *et al.* (2009), as barreiras capilares vêm se tornando uma tecnologia estabelecida para o controle do fluxo de água em solos não saturados. Uma barreira capilar se desenvolve quando um solo fino é superposto a uma camada de um material granular com poros relativamente maiores (como areias e pedregulhos), ou ainda a um geossintético poroso (como um geotêxtil não tecido). Heibaum (2010) define a camada de solo fino como camada capilar (*capillary layer*) e a camada de material granular de poros maiores como bloco capilar (*capillary block*). A camada do bloco capilar atua como uma barreira ao movimento descendente da água em condição não saturada.

O desempenho de uma barreira capilar é explicado em Williams *et al.* (2011) da seguinte forma: iniciando em condições relativamente secas, isto é, sob altas sucções, o solo de granulometria fina tem uma condutividade hidráulica significativamente menor que a do solo granular. Com o aumento da umidade e o decréscimo da sucção mátrica, a condutividade hidráulica da camada de solo fino irá aumentar gradativamente. A condutividade hidráulica da camada de solo granular irá permanecer comparativamente baixa até a sucção correspondente ao valor de entrada de água ser superada. Antes de alcançar essas condições, a água não irá se mover da camada de solo fino para a camada de solo granular, mesmo que a umidade na camada de solo fino continue aumentando. A entrada de água na camada de solo granular ocorrerá quando a sucção mátrica na interface se igualar ao valor de entrada de ar da camada de solo granular. Esse comportamento leva ao acúmulo de umidade e, conseqüentemente, ao acúmulo do volume de água na camada de solo fino.

Aos descrever sobre as aplicações hidráulicas das barreiras capilares em agricultura ou pisciculturas, Heibaum (2010) afirma que o aumento da demanda por soluções amigáveis aos recursos hídricos recomenda que se facilite o acesso das raízes de plantas à água e se diminua o consumo de água. Em muitos casos, quando da cobertura final de uma célula de um aterro sanitário ou mesmo quando toda a área do aterro alcança sua vida útil de operação, é recomendada a instalação de vegetação no solo, tanto rasteira quanto de árvores de médio porte. Dentre os papéis a serem desenvolvidos pela vegetação superficial em uma cobertura final de aterro, está a de paisagismo, a colaboração para o sistema evapotranspirativo, o favorecimento do ciclo hidrológico e reduzir os riscos de erosão no solo.

Sobre o papel das barreiras capilares na manutenção da vegetação superficial em áreas de disposição de resíduos em final de operação, Heibaum (2010) afirma que, para melhorar a retenção de água nas camadas superficiais de solos com grande permeabilidade e com vegetação, uma das soluções utilizadas é a instalação de uma camada de solo que

sirva como barreira abaixo da linha das raízes das plantas. Portanto, a instalação de uma barreira capilar funcionará como uma camada que age como uma barreira em tempos de precipitação pluvial normal, mas permite a infiltração de água em camadas mais profundas quando da ocorrência de chuvas mais frequentes. A instalação desse tipo de barreira, abaixo do solo cultivado, pode ser extremamente sofisticada, portanto deve ser avaliada criteriosamente a sua relação custo-benefício.

Segundo Zornberg *et al.* (2009), a chave para a compreensão das barreiras capilares é a avaliação do fluxo e armazenamento de água nos poros do geomaterial (pedregulhos, areia ou geotêxtil) sob condições não saturadas. Quando o grau de saturação do geomaterial diminui, sua condutividade hidráulica não permanece constante, ao contrário, cai significativamente com o decréscimo do grau de saturação. A condutividade hidráulica de um geomaterial não saturado, com poros relativamente grandes (como o material granular ou geotêxtil) diminui mais rapidamente do que em um solo fino. Tal fenômeno pode levar à situação em que a condutividade hidráulica de um cascalho não saturado ou um geotêxtil pode ser significativamente menor do que de um solo fino.

A compreensão da capacidade de armazenamento de água da camada de solo fino em uma barreira capilar é fundamental para sua utilização em projetos de engenharia. Morris e Stormont (1997, 1999), Park e Fleming (2006), dentre outros, destacam a aplicação das barreiras capilares nos projetos de cobertura final para aterros sanitários ou ainda como cobertura de pilhas de rejeitos de mineração. Para essas aplicações, é interessante reduzir a quantidade de umidade que chegará à camada de resíduo devido, por exemplo, à precipitação pluvial.

Segundo Morris e Stormont (1999), vantagens do uso de barreiras capilares em sistemas de cobertura incluem sua expectativa de longevidade, principalmente porque ela não estará suscetível à degradação comum a camadas compactadas de solo, e seu relativo baixo custo devido à sua configuração simples. Os mesmos autores sustentam ainda que o mais simples critério de projeto para uma barreira capilar é garantir que a camada superior possa armazenar a infiltração esperada devido às precipitações até que a umidade possa ser subsequentemente removida por evapotranspiração.

Uma variável fundamental em um projeto de barreira capilar é a espessura da camada de solo fino. A quantidade de evapotranspiração que pode ser esperada é usualmente fixada pelas condições climáticas do local. Um projeto mais complexo de barreira capilar inclui o uso de uma interface material fino-granular inclinada para promover o fluxo lateral da umidade na camada de material fino em condição não saturada. O uso de uma drenagem lateral não saturada para remover água do sistema provê um mecanismo para remoção de água, independente do clima local e de variações sazonais. O fluxo lateral em uma barreira capilar é principalmente uma função da condutividade hidráulica não saturada do material fino, assim como da inclinação da interface solo fino-solo granular.

O desvio lateral da frente de umidade em um meio não saturado é essencialmente função da gravidade e se relaciona com a inclinação da camada de solo fino na barreira capilar. Devido à umidade do solo fino tipicamente aumentar com a profundidade, o desvio lateral é concentrado na interface entre o solo fino e granular, em que a condutividade hidráulica é maior. Esse desvio da frente de umidade causará um aumento na umidade na direção da inclinação da camada de solo, que pode resultar em uma ruptura da barreira.

A distância inclinada em que a água pode percorrer antes de ocorrer a ruptura da barreira capilar (*breakthrough*) é chamada de comprimento de desvio, como mostrado na Figura 3 (Morris & Stormont 1997). Essa figura ilustra o funcionamento de uma barreira capilar em uma interface inclinada e a ocorrência de percolação de água após o solo fino se aproximar da saturação.

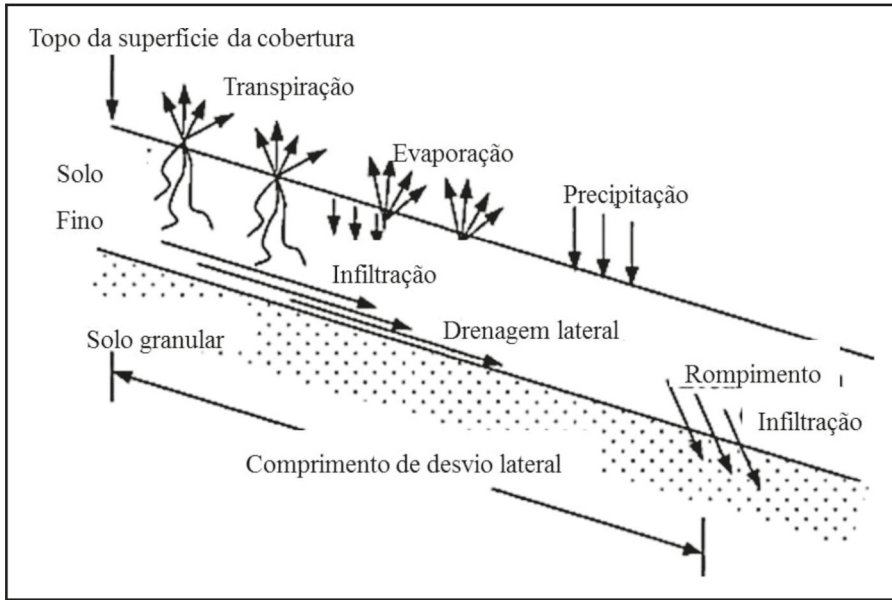


Figura 3 – Barreira capilar com camada drenante (modificado - Morris & Stormont, 1997).

Segundo Zornberg *et al.* (2010), a compreensão dos conceitos de fluxo de água em solos não saturados tem ganhado relevância em projetos de aterros sanitários devido ao aumento do número de coberturas alternativas que têm sido recentemente projetadas e construídas para depósito de resíduos contaminados ou instalações para rejeitos de mineração. O projeto de sistemas de cobertura envolvendo barreiras capilares tem se tornado uma tecnologia consolidada para o controle de fluxo em meios não saturados. Especificamente, barreiras capilares têm sido recentemente usadas em substituição a geomembranas impermeáveis em múltiplos projetos localizados em zonas áridas e semiáridas (como exemplos, os autores citam o noroeste dos Estados Unidos da América, o noroeste da Austrália e a África do Sul). Verifica-se que a presença de geossintéticos em sistemas de barreira capilar pode prover um desempenho superior ao das barreiras capilares compostas apenas por solos.

O projeto de sistemas de cobertura envolvendo barreiras capilares baseia-se fortemente na quantificação de processos atmosféricos e no fluxo de água através dos geomateriais (solos e geossintéticos). Na análise do desempenho de uma camada de solo de cobertura em aterro sanitário, é importante compreender ou definir o balanço hídrico, ou

seja, a quantidade de água que entra e sai da camada de solo em determinado período de tempo. Um dos dados essenciais ao projeto é o regime de chuvas da região e fatores que influenciam a evapotranspiração, tais como: incidência de radiação solar, regime de ventos e vegetação local.

A Figura 4 (Zornberg *et al.* 2009) ilustra os componentes do balanço hídrico. A Figura 4(a) mostra o balanço hídrico em uma cobertura resistiva, em que o controle da percolação basal é alcançado pela maximização do fluxo superficial. A Figura 4(b) ilustra os componentes do balanço hídrico em uma cobertura alternativa. Evaporação e armazenamento de água são componentes que influenciam significativamente o desempenho do sistema de cobertura evapotranspirativa. Drenagem lateral interna pode também ser um componente relevante em alguns tipos de cobertura (barreiras capilares em superfícies inclinadas).

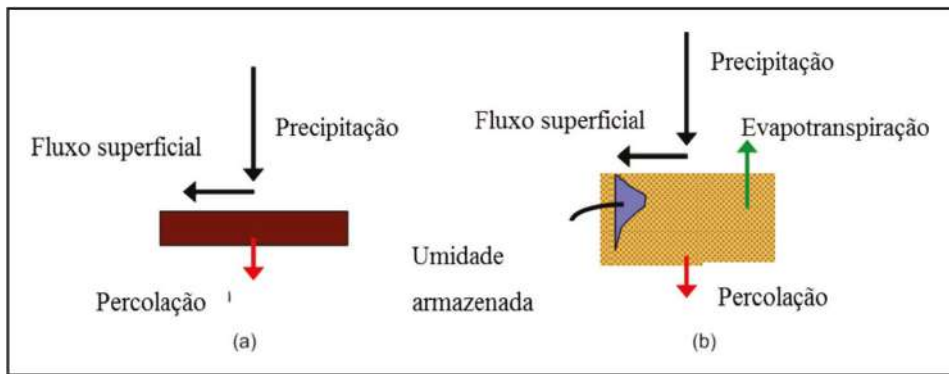


Figura 4 – Componentes do balanço hídrico em um sistema de cobertura (a) barreira resistiva (b) barreira evapotranspirativa (modificado - Zornberg *et al.*, 2009)

Vantagens adicionais de coberturas evapotranspirativas sobre sistemas de barreiras argilosas (de baixa permeabilidade) incluem um baixo potencial de fissuras por ressecamento, fácil construção e baixa manutenção. Ainda, coberturas evapotranspirativas podem ser construídas com uma razoável variedade de solos, contribuindo para redução de custos associados com o uso de solos locais em vez da necessidade de importar solos de outras regiões.

Segundo Zornberg e McCartney (2007), os componentes do balanço hídrico, considerados para quantificar a conservação da massa de água em uma cobertura projetada, podem incluir evaporação e transpiração de plantas (juntas são referidas como evapotranspiração), precipitação, fluxo superficial de água, armazenamento de umidade, drenagem lateral e percolação basal.

Objetivos adicionais de coberturas de aterro incluem acomodação de recalques diferenciais sem comprometer o desempenho da cobertura e controle do gás produzido pelos resíduos sólidos do aterro. Em adição, a cobertura deve permanecer estável em condições estáticas ou sísmicas, minimizando a manutenção em longo prazo, permitindo reuso do terreno, e provendo uma boa aparência estética (Zornberg & McCartney, 2007).

Segundo Zornberg *et al.* (2009), geralmente observa-se um desempenho superior de barreiras capilares com uso de geossintéticos em relação a barreiras capilares executadas apenas com solos. Dessa forma, os autores recomendam que um projeto adequado de coberturas com barreiras capilares deve sempre incorporar um geotêxtil não tecido na interface entre o solo fino e a camada inferior de solo granular da barreira capilar. McCartney *et al.* (2005) demonstraram que camadas de drenagem com geossintéticos em contatos com solos não saturados comportam-se de forma similar a camadas drenantes convencionais feitas de material granular, desenvolvendo uma ação de ruptura capilar que cria uma barreira ao fluxo de água, resultando no acúmulo de água acima da interface das camadas de solo.

Segundo Heibaum (2010), utilizar um geotêxtil como barreira para controle de umidade pode soar como contraditório quando se considera a porosidade e permeabilidade desse material. Entretanto, o conceito se baseia na concepção de um sistema de barreira capilar que foi originariamente concebido para dois tipos diferentes de solos, separados em diferentes camadas. Se a camada de geotêxtil for considerada como um bloco capilar, será necessário conhecer a curva de retenção de água do geotêxtil, em seu ramo de molhagem.

Devido ao grande volume dos poros de um geotêxtil, a curva de retenção de água se apresenta bem diferente da maioria dos solos. Em um geotêxtil, apenas uma sucção um pouco maior de 1 kPa, que é um nível bem baixo, é suficiente para reduzir o volume de água na camada significativamente. A curva de molhagem de um geotêxtil é singular, porque o geotêxtil tem sua capacidade de absorver água reduzida até que a sucção se aproxime de zero, talvez devido à característica hidrofóbica de suas fibras. Assim, segundo Heibaum (2010), existe potencial para que uma camada fina de geotêxtil possa ser satisfatoriamente usada em um sistema de barreira capilar, sendo usada para substituir camada de bloco capilar composta por material granular ou pedregulhos. Esta pode ser uma alternativa particularmente atrativa em regiões que não disponham de material granular, como pedregulhos, em grande quantidade, ou que estes se mostrem como um recurso de preço elevado.

2. COMPORTAMENTO NÃO SATURADO DE UMA BARREIRA CAPILAR

Um sistema de barreira capilar é, por definição, um sistema que trabalha dentro de um regime de não saturação. Para o devido entendimento do comportamento hidráulico do sistema, é necessária a compreensão de como a condutividade hidráulica do material se comporta à medida que se altera a umidade do meio. Também é importante determinar a relação entre quantidade de água presente no sistema e a variação de seus níveis de sucção.

A Figura 5 ilustra alguma das mais comuns relações entre fases do solo, usadas para analisar o processo de fluxo de ar e água em um solo não saturado. A umidade volumétrica θ é definida pela razão entre o volume de água e o volume total do meio considerado. A porosidade n é a razão entre o volume de vazios e o volume total considerado e corresponde à umidade volumétrica na saturação ($n = v_s$). O grau de saturação S é a razão entre a umidade volumétrica e a porosidade. Finalmente, a quantidade volumétrica de ar presente é a diferença entre a porosidade e a umidade volumétrica (Zornberg & McCartney, 2007).

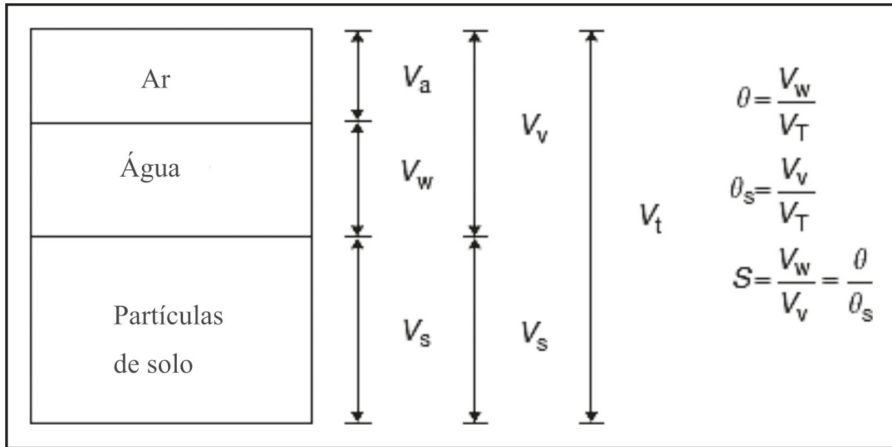


Figura 5 – Diagrama volumétrico de fases para solo não saturado (modificado de Zornberg & McCartney, 2007)

Em um solo não saturado, água é contida dentro dos poros contra a força da gravidade por uma combinação de pressões por adsorção e capilares (Olson & Langfelder, 1965 *apud* Zornberg & McCartney, 2007). Pressões por adsorção estão presentes no solo devido a campos elétricos e forças atrativas de curto alcance (forças de van der Waal), principalmente em argilas plásticas, em que a rede de cargas negativas dos dipolos da água e a superfície das partículas de argila interagem com os cátions na água dos poros do solo. A pressão capilar é quantificada como a diferença entre a pressão de ar e a pressão de água nos poros do solo. A água é o fluido de molhagem para a maioria das partículas de solo, e o menisco ar-água desenvolvido entre partículas individuais de solo são membranas tensionadas convexas. Consequentemente, a pressão de ar é maior que a pressão de água, que tem uma magnitude negativa (Zornberg & McCartney, 2007).

Pressões de adsorção e capilares são tipicamente consideradas juntas como uma simples variável, denominada sucção mátrica, ψ , que tem unidade de pressão (kPa). A sucção mátrica pode ser expressa pela Equação 1 (Zornberg & McCartney 2007). Nessa equação, para fins de simplificação, consideram-se os poros conectados e cilíndricos:

$$\psi = P_a - P_w = h_c \cdot \rho_w \cdot g = \frac{2 \cdot \sigma_{aw} \cdot \cos \gamma}{R} \quad (\text{Eq. 1})$$

Onde:

P_a = pressão de ar nos poros;

P_w = pressão de água nos poros;

h_c = altura da ascensão capilar em uma pipeta de raio R ;

ρ_w = densidade da água;

g = aceleração da gravidade;

σ_{aw} = tensão superficial entre água e ar;

γ = o ângulo de contato de molhagem.

Assumindo-se, na Equação 1, que o ar está sob pressão atmosférica ($P_a = 0$), tem-se que a sucção é inversamente proporcional ao raio dos poros. Consequentemente, para a mesma umidade volumétrica, um solo fino (com raio dos poros comparativamente menores) terá uma sucção mais elevada que um solo granular.

O armazenamento de água no solo é tipicamente quantificado utilizando-se a relação entre umidade volumétrica e sucção, conhecido como Curva de Retenção de Água do Solo. A forma que a curva de retenção de água assume depende da estrutura do material geotécnico na qual é medida. Materiais granulares ou de poros mais abertos (areia e geotêxtil) mostram uma resposta altamente não linear, com um significativo decréscimo de umidade (ou grau de saturação) em uma faixa estreita de variação de sucção. Materiais finos (silte e argila) mostram uma redução mais gradual na umidade com o aumento da sucção. A não linearidade observada nessas relações é, em parte, causada pela faixa de distribuição de poros desses materiais.

A curva de retenção de água de determinado material não é sensível apenas à distribuição de poros, mas ainda, no caso de solos, à mineralogia, densidade e estrutura dos poros (Hillel, 1988 *apud* Zornberg & McCartney, 2007). A curva de retenção de água pode ser diferente quando o material está em processo de molhagem ou quando está em processo de secagem, sendo tal fenômeno conhecido como histerese. Durante a secagem, os poros maiores drenam primeiro, seguido dos poros menores. Durante a molhagem, os poros menores enchem primeiro, mas a presença de poros maiores pode impedir alguns de serem preenchidos por água. Ainda, molhagem de um meio inicialmente seco, muitas vezes, resulta em um encapsulamento de água dentro dos poros maiores, o que retarda a saturação do meio, a não ser que seja aplicada uma pressão positiva na água.

Uma importante característica na curva de retenção de água é o valor de entrada de ar. Durante a secagem inicial de uma amostra de solo totalmente saturada, a água não flui do solo até que a sucção correspondente ao valor de entrada de ar seja alcançada. Quando essa sucção é alcançada, a umidade cai da saturação para um valor que permanece aproximadamente constante com o aumento da sucção. Essa condição residual ocorre porque a água se torna descontínua dentro dos poros do solo, sem caminhos disponíveis para ocorrer fluxo de água (Zornberg & McCartney, 2007). A partir desse ponto, o fluxo se dá, principalmente, em termos de vapor.

Muitas técnicas estão disponíveis para determinar a curva de retenção de água de um geomaterial de forma experimental. Segundo Zornberg e McCartney (2007), dois principais grupos de técnicas podem ser usadas para determinar a curva de retenção de água. O primeiro grupo de técnicas físicas envolve um material inicialmente saturado do qual a água é lentamente expelida por imposição de uma sucção na sua superfície. A técnica física mais comumente usada é a de translação de eixos. Um teste conhecido que utiliza essa técnica é o teste de coluna suspensa (*hanging column test*), ilustrado na Figura 6.

O teste envolve um disco cerâmico que é conectado a um manômetro de tubo. O conjunto disco cerâmico e manômetro de tubo são mantidos saturados, e uma amostra de solo ou outro geomaterial poroso é colocada, também inicialmente saturada, sobre o disco cerâmico. Uma pressão negativa é imposta ao disco cerâmico mantendo o nível de água no manômetro de tubo abaixo do disco cerâmico. Devido à imposição de uma pres-

são de água negativa, a amostra inicialmente saturada vai sofrer variação em sua umidade volumétrica, sendo possível traçar a sua curva de retenção de água.

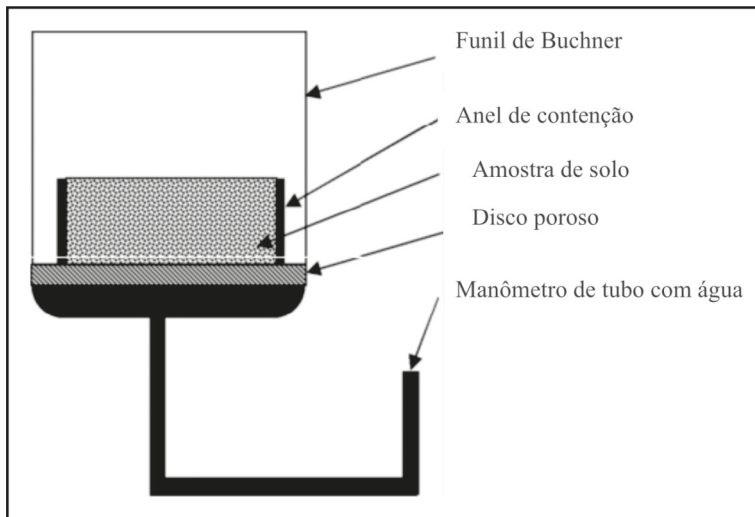


Figura 6 – Ensaio de coluna suspensa – teste convencional usado para amostras de solo (modificado de Zornberg *et al.*, 2009).

Outra técnica física citada por Zornberg *et al.* (2009) é o ensaio de placa de pressão. A Figura 7 ilustra o conjunto típico usado para realização do ensaio. Uma amostra de solo é colocada sobre uma placa de cerâmica que conduz apenas água, e é aplicada uma pressão de ar sobre a amostra de solo. A pressão de ar aplicada força a água dos poros da amostra através do disco cerâmico. No equilíbrio, a pressão de ar corresponde à pressão de capilaridade desde que a pressão de água seja mantida igual a zero.

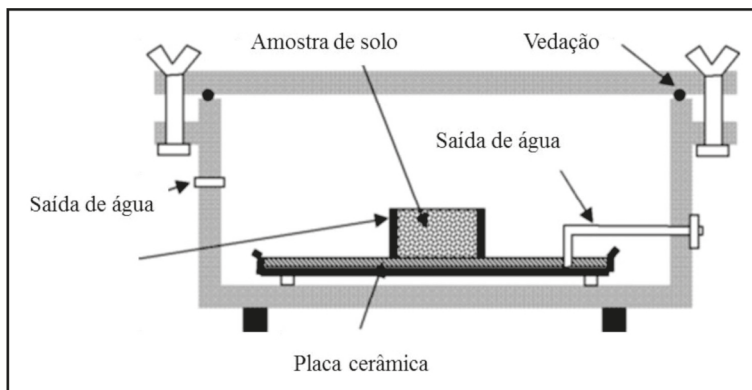


Figura 7 – Ensaio de disco de pressão – modo convencional para ensaio de amostras de solo (modificado de Zornberg *et al.*, 2009)

O volume de água que sai da amostra e atravessa o disco cerâmico é medido usando-se um frasco de Mariotte de carga constante. Esse procedimento é repetido sucessivamente com pressões cada vez maiores que gradativamente levam à secagem da amostra de solo.

A pressão pode ser subsequentemente reduzida para se medir o comportamento da amostra na molhagem. Ao final do teste, a umidade gravimétrica da amostra de solo é medida de forma destrutiva, e a umidade em cada incremento de pressão pode ser recalculada a partir das medidas de volumes de água expelidos da amostra e coletados no frasco de Mariotte.

Um segundo grupo de técnicas (técnicas termodinâmicas) envolve ensaios que permitem a evaporação de água da amostra dentro de uma câmara fechada, em condições controladas de umidade. A umidade relativa é controlada pela evaporação de água de uma solução salina saturada colocada dentro da câmara.

A Figura 8 ilustra uma técnica termodinâmica convencional para determinar a curva característica em amostra de solo.

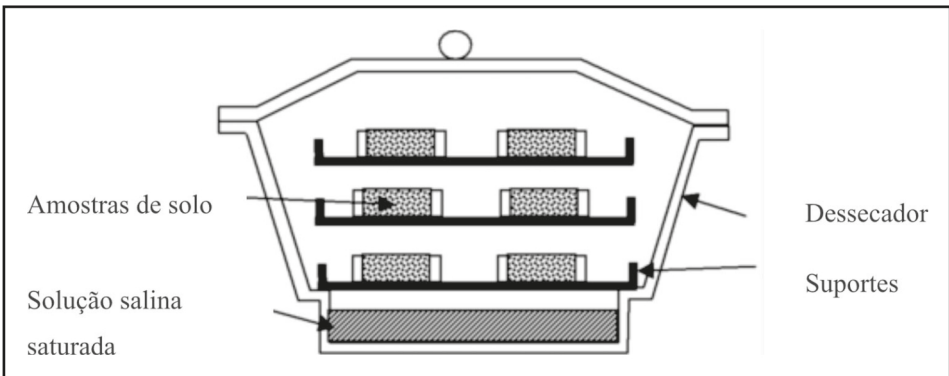


Figura 8 – Técnica termodinâmica para determinar curva de retenção de água em solos (modificado de Zornberg *et al.*, 2009).

Geralmente técnicas físicas são utilizadas para níveis relativamente baixos de sucção (abaixo de 1500 kPa), enquanto técnicas termodinâmicas são usadas para sucções mais altas.

Técnicas convencionais para determinar a curva de retenção de água de geomateriais frequentemente requerem significativa parcela de tempo para obter uma quantidade limitada de dados. Por exemplo, a determinação da curva de retenção de água para uma argila de alta plasticidade pode consumir vários meses. Ainda, testes convencionais requerem o uso de muitas amostras e procedimentos destrutivos para a determinação da umidade. Problemas específicos para a determinação da curva característica envolve difusão de ar através da pedra porosa (ou disco cerâmico), falta de controle de mudança de volume durante procedimento de molhagem e secagem e inaptidão para impor um estado de tensão representativo das condições de campo (Zornberg *et al.*, 2009).

De posse dos dados experimentais, a curva de retenção de água de um material pode ainda ser normalizada por ajuste dos dados experimentais. Um dos modelos mais comu-

mente usados para isso é o proposto por van Genuchten (1980), utilizado em análises numéricas porque é diferenciável para o intervalo completo de sucções. A proposta do modelo de van Genuchten (1980) para ajuste da curva de retenção de água, a partir de dados experimentais, pode ser expressa pela Equação 2:

$$\theta = \theta_r + (\theta_s - \theta_r) \times [1 + \alpha \psi^N]^{-(1-1/N)} \quad (\text{Eq. 2})$$

Onde:

θ_r = é a umidade volumétrica residual;

θ_s = é a umidade volumétrica saturada (porosidade);

α = (unidade em kPa^{-1}); e

N = (adimensional) são parâmetros de forma.

A relação entre condutividade hidráulica e sucção, também referida como função de condutividade hidráulica (Função K), provê a medida do aumento da impedância contra o fluxo de água com a redução da umidade do meio.

Próximo da saturação, os materiais granulares (areia e geotêxtil) têm alta condutividade hidráulica, enquanto materiais finos (siltes e argilas) têm baixa condutividade hidráulica. Entretanto, à medida que o meio perde umidade, os materiais granulares terminam tendo menor condutividade hidráulica que os materiais finos.

O desempenho superior de coberturas evapotranspirativas em climas áridos em relação a coberturas resistivas convencionais pode ser atribuído à menor condutividade hidráulica não saturada dos materiais selecionados para a cobertura (Zornberg & McCartney, 2007).

Métodos convencionais para a determinação da Função K demandam tempo e investimentos, e são sujeitos a erros experimentais. De forma geral, a Função K é prevista por modelos matemáticos baseados na curva de distribuição de poros ou na curva de retenção de água, como o proposto por van Genuchten-Mualem (1980) *apud* Zornberg *et al.* (2009), e apresentado na Equação 3:

$$K(\theta) = K_{\text{sat}} \cdot \sqrt{\frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r}} \left[1 - \left(1 - \left(\frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} \right)^{1-N} \right)^{\frac{1}{1-N}} \right]^2 \quad (\text{Eq. 3})$$

Onde:

θ_r = é a umidade volumétrica residual;

θ_s = é a umidade volumétrica saturada (porosidade);

K_{sat} = é a condutividade hidráulica saturada; e

N = um fator adimensional.

Segundo Zornberg *et al.* (2009), apesar das dificuldades para realização dos ensaios de laboratório para obtenção da condutividade hidráulica do solo, algumas técnicas têm sido propostas para a determinação direta da função da condutividade hidráulica não saturada. As técnicas que têm sido usadas para medir a função da condutividade hidráulica

de amostras de solo tipicamente envolvem fluxo de água através de amostras confinadas em permeâmetros.

Ensaio com permeâmetros permitem diferentes formas de confinamento da amostra de solo, formato da amostra, controle das condições de contorno e instrumentação. A função da condutividade hidráulica não saturada pode ser estimada usando-se processo de fluxo constante ou transiente.

McCartney *et al.* (2007), em uma análise de fluxo transiente, utilizaram um permeâmetro de coluna de PVC com diâmetro interno de 203 mm. O esquema utilizado no ensaio está ilustrado na Figura 9. O diâmetro da coluna permitia reduzir a fuga da água ao longo das paredes internas do permeâmetro e prover uma boa área de infiltração para o fluxo de água. Um perfil de solo com espessura de 750 mm foi utilizado para minimizar efeitos de borda na umidade registrada durante a infiltração.

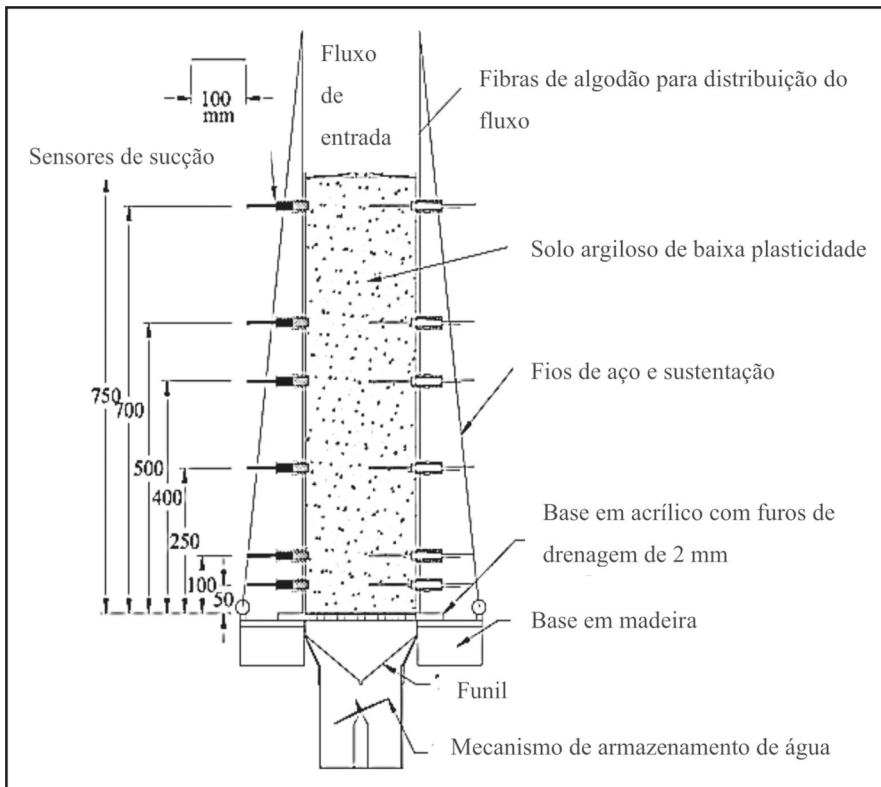


Figura 9 – Permeâmetro de coluna instrumentado para determinação da condutividade hidráulica não saturada (modificado de McCartney *et al.*, 2007)

Devido à altura do arranjo, foi necessário instalar vários componentes responsáveis por manterem a vedação hidráulica e a devida estabilidade do sistema durante a execução da coluna de solo. A coluna de PVC foi anexada ao quadro de sustentação utilizando-

-se fios de aço tensionados. Os fios foram fixados com parafusos no suporte de madeira, e ganchos metálicos foram fixados à borda superior da coluna de alumínio. Os fios foram mantidos tensionados para dar a devida estabilidade ao sistema. A base da coluna foi instalada sobre uma placa de acrílico que tinha sua parte central perfurada com furos de 2 mm. A placa de acrílico teve a função de servir como uma face de livre drenagem para a coluna de solo. A coluna de PVC foi selada junto à placa de acrílico usando-se anéis de borracha colocados dentro de ranhuras na base da coluna, para a devida selagem hidráulica. O fluxo de saída foi medido por um balde com pluviômetro com registro de gotejamento (*tipping-bucket*) (McCartney *et al.*, 2007).

Durante o ensaio, foi induzido fluxo na parte superior da coluna de solo. Foram instalados reflectômetros (*TDR*) ao longo da coluna do permeâmetro para medir o avanço da umidade na amostra em função do tempo, medindo-se o teor de umidade e estimando-se o volume de água no solo com o tempo. A partir dos dados de fluxo e da variação da umidade registrada pelos *TDR*, os autores calcularam a função da condutividade hidráulica do material ensaiado.

McCartney *et al.* (2007) utilizaram, para análise dos dados de infiltração, a proposta de Função K para fluxo transiente com registro instantâneo de dados, com a discretização da Lei de Darcy, de acordo com a Equação 4:

$$K_i = \frac{\Delta V_{wi}}{A \cdot \Delta t} \left(\frac{-1}{\left(\frac{dh}{dz} \right)_i} \right) \quad (\text{Eq. 4})$$

onde z é a altura a partir da base da amostra de solo ensaiada, ΔV_{wi} é o volume de água que passa pelo ponto i no perfil de solo durante um intervalo de tempo Δt , “A” é a área seccional da amostra de solo, e h é a carga hidráulica expressa na Equação 5:

$$h = z + \frac{u_w}{\gamma_w} \quad (\text{Eq. 5})$$

onde γ_w é o específico da água e, u_w é a poropressão e z a cota do ponto considerado. Assumindo-se que a pressão de ar no solo não saturado é zero e substituindo-se a sucção ($u_a - u_w$) na Equação 5, tem-se a carga hidráulica total expressa pela Equação 6:

$$h = z - \frac{\Psi}{\gamma_w} \quad (\text{Eq. 6})$$

onde Ψ é sucção mátrica. O gradiente hidráulico utilizado na Equação 7 pode ser calculado para cada ponto, como expresso na Equação 7:

$$i_i = -1 - \frac{1}{\gamma_w} \left(\frac{\Psi_i - \Psi_{i-1}}{z_{i-1} - z_i} \right) \quad (\text{Eq. 7})$$

onde $i = 0$ na face superficial da amostra de solo, sob um valor de infiltração constante. Para infiltração descendente vertical, o valor de i aumenta com a profundidade.

Durante um dado intervalo de tempo Δt e intervalo de profundidade z_i , o volume de água infiltrado em um dado ponto pode ser obtido integrando o perfil de umidade, como na Equação 8:

$$\Delta V_{w,i}^j = A \sum_{i=1}^n (\theta^j - \theta^{j-1})(z_{i-1} - z_i) \quad (\text{Eq. 8})$$

onde j representa o corrente intervalo de tempo, e n é o número total de pontos a serem calculados.

De Lima (2014) realizou uma série de ensaios de infiltração em colunas de pequeno porte, simulando o comportamento de alguns diferentes arranjos de barreiras capilares com e sem a presença de geossintéticos. A Figura 10 ilustra uma das colunas executadas com a presença de solo de cobertura e geotêxtil não tecido.

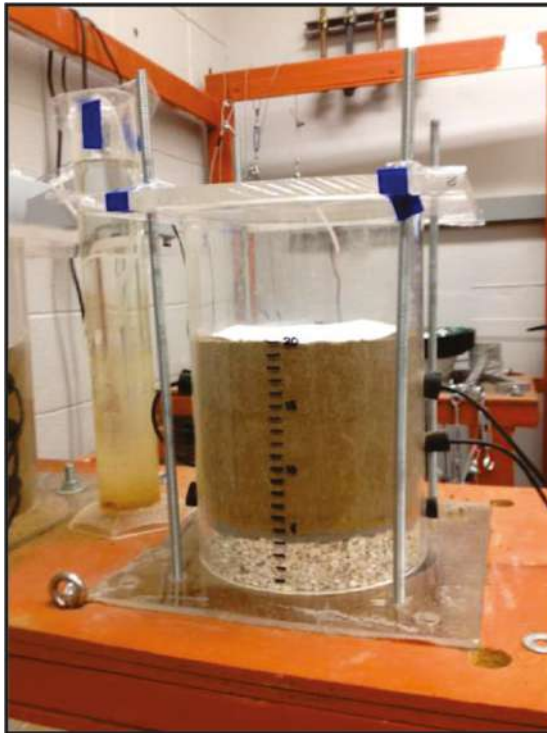


Figura 10 – Coluna para simulação de perfil de cobertura utilizando solo RMA Tipo II com presença de geotêxtil não tecido como camada de bloco capilar (De Lima, 2014)

O contraste entre os poros do solo e do geotêxtil é responsável pelo efeito de quebra capilar, fazendo o sistema se comportar como uma barreira capilar ao fluxo descendente de água. Em seus ensaios, De Lima (2014) utilizou o solo RMA Tipo II, classificado co-

mo uma argila de baixa plasticidade (CL pela Classificação Unificada de Solos). Esse solo foi retirado em 2001 da cobertura de um aterro sobre depósito de rejeitos químicos, localizado dentro da reserva natural *Rocky Mountain Arsenal* (RMA), próxima de Denver, Colorado, EUA. A área faz parte de uma reserva ecológica, mas, no passado, sediou uma indústria química que lançou grande parte de rejeitos no solo, sendo, posteriormente, objeto de recuperação ambiental por parte do governo norte-americano.

Para a realização dos ensaios, foram utilizados cilindros em acrílico, com diâmetro interno de 197 mm, e, dentro desses cilindros, foram compactados perfis de solos combinados que simulavam coberturas finais de depósitos de resíduos sólidos.

A densidade específica dos grãos (G_s) do solo RMA Tipo II foi determinada como 2,71, usando-se o procedimento descrito na norma americana ASTM D854-92. Os limites de liquidez (w_L) e de plasticidade (w_p) foram determinados de acordo com a norma ASTM D4318. O solo tem um limite de liquidez de 28,74% e um índice de plasticidade (IP) de 17,18%.

O objetivo principal deste estudo foi observar a influência de geossintéticos na formação do efeito de barreira capilar em perfis de solo utilizados em coberturas de aterros. Para a montagem das colunas de infiltração, foram utilizados geotêxteis não tecidos, com diferentes massas por unidade de área. A Tabela 1 apresenta as principais características dos geotêxteis utilizados.

Tabela 1 - Características físicas dos geotêxteis não tecidos utilizados.

Nomenclatura	Gramatura (g/m ²)	d_f (mm)	K_{sat} (m/s)
G1	200	0,027	0,4
G2	300	0,027	0,4
G3	400	0,027	0,4

Os geotêxteis não tecidos já estavam disponíveis no laboratório de Geotecnia da Universidade de Brasília e foram utilizados em estudos anteriores por Gardoni (2000) e Tatto (2010). Os geotêxteis receberam a nomenclatura G1, G2 e G3 de acordo com a massa por unidade de área. Os valores de d_f (diâmetro da fibra de poliéster) e K_{sat} (condutividade hidráulica saturada) foram retirados de Gardoni (2010) e Gardoni (1995), respectivamente.

Para o monitoramento do desempenho, as colunas foram instrumentadas com sensores de umidade e de sucção. Como sensores de umidade, foram utilizados o modelo ECH2O EC-5, da *Decagon Devices*. O sensor EC-5 é um sensor de baixo custo que calcula a umidade volumétrica do meio a partir de equações de calibração próprias. As dimensões do sensor de umidade ECH2O EC-5, informadas pelo fabricante, são de 8,9cm de comprimento, 1,8 cm de largura e 0,7 cm de espessura e utiliza a tecnologia *WCR* (*Water Content Reflectometers*).

A Figura 11 apresenta resultados obtidos por De Lima (2014) para ensaios de infiltração em coluna realizados com diferentes configurações. O resultado denominado “Solo RMA” equivale a uma configuração de cobertura na qual foi utilizada uma camada de solo RMA superposta a uma camada de pedregulhos. Os demais resultados foram obtidos

com a utilização de geossintéticos com diferentes gramaturas, sendo utilizados como camada de contraste com o solo RMA, de poros menores.

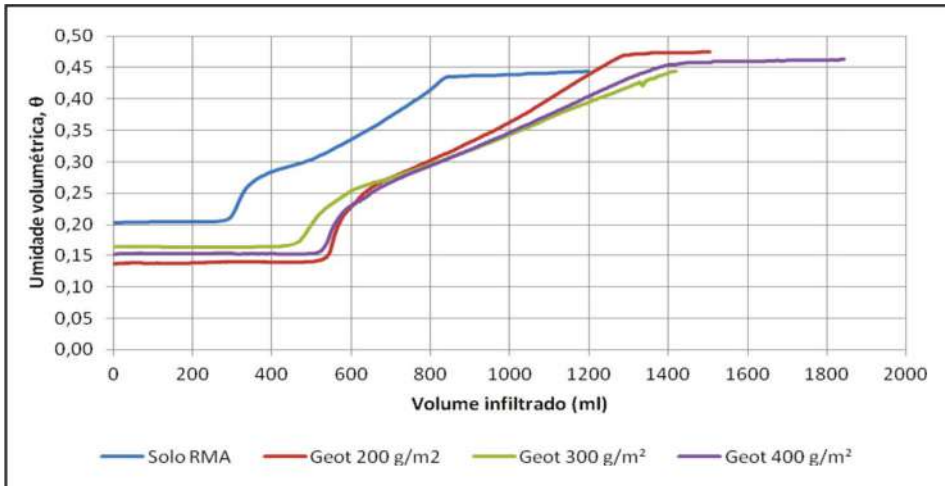


Figura 11 – Variação da umidade volumétrica medida em ensaio de infiltração em coluna (De Lima, 2014)

Com a presença da camada de geotêxtil não tecido, os valores finais de umidade na base do perfil são maiores, em torno de 0,47, e a camada de solo suporta um valor maior de volume de água antes que a frente de molhagem saia por sua base (*breakthrough*). Quando utilizado geotêxtil não tecido com gramatura de 200 g/m², o sistema acumula 1280 ml antes de romper a barreira capilar, enquanto os geotêxteis de 300 g/m² e 400 g/m² permitiram acumular 1400 ml. Os dados mostram um ganho acima de 50% na capacidade de retenção de água pela camada de solo quando se utilizou geotêxtil.

A presença do geotêxtil não tecido reforça o efeito de barreira capilar e aumenta o tempo para ocorrência do *breakthrough*, melhorando a capacidade de retenção da camada de solo. Esse efeito é útil em um sistema de cobertura evapotranspirativa, na qual se deve acumular água na camada de cobertura para posterior eliminação.

Em seus estudos sobre barreiras capilares, De Lima (2014) também analisou o comportamento não saturado dos geotêxteis não tecidos utilizados em sua pesquisa, determinando a curva de retenção e água desses materiais. Foram realizados ensaios de coluna suspensa (*hanging column test*) para determinação da curva de retenção de água dos geotêxteis utilizados. A curva de retenção de água, por vezes também chamada de curva característica, relaciona a umidade volumétrica ou o grau de saturação do material com a sucção em seus poros.

Stormont *et al.* (1997) propuseram uma metodologia para medição da curva característica de geossintéticos, metodologia esta adaptada dos ensaios de coluna suspensa para solos granulares. Outros autores, como Bouazza *et al.* (2006), utilizaram metodologias semelhantes para a caracterização hidráulica de geossintéticos e geocompostos.

Foi utilizado um equipamento desenvolvido no laboratório de Geotecnia da Universidade do Texas, em Austin, pelo grupo do Professor Jorge Gabriel Zornberg e utilizado em pesquisas como a desenvolvida por Azevedo (2012), para a determinação da curva de retenção de água em geossintéticos. Para este trabalho, foram medidas as curvas de retenção de água dos três geotêxteis não tecidos utilizados nos ensaios de infiltração em coluna, com massas por unidade de área de 200 g/m²; 300 g/m² e 400 g/m².

A Figura 12 apresenta os resultados obtidos para a curva de retenção de água dos diferentes geotêxteis não tecidos ensaiados. As trajetórias de secagem para os três geotêxteis ensaiados mostram que os valores iniciais das curvas de secagem, bem como os valores da parte final das trajetórias de secagem, próximo dos valores de umidade volumétrica residual, apresentam comportamento semelhante. A drenagem inicial dos três geotêxteis apresenta uma movimentação gradual da água saindo da amostra, com o aumento do valor da sucção.

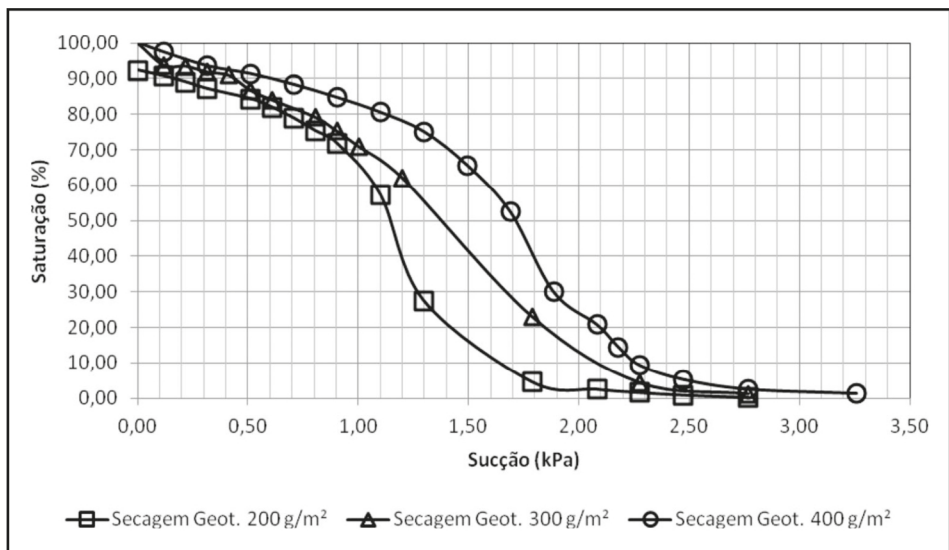


Figura 12 – Comparativo entre curvas de retenção de água de geotêxteis ensaiados com diferentes gramaturas, considerando o ramo de secagem e a saturação das amostras.

Analisando-se a parte final da trajetória de secagem, observa-se que o geotêxtil com massa por unidade de área igual a 400 g/m² alcançou a umidade volumétrica residual para um valor de sucção maior que os demais. Isso significa que é necessário aplicar uma sucção maior para retirar a água dos poros do geotêxtil, possivelmente por esse geotêxteis possuírem menores restrições em seus canais de fluxo.

Considerando-se a parte central das trajetórias de secagem compreendida entre o valor de entrada de ar (Ψ_{aev}) e o valor de umidade volumétrica residual, observa-se que, à medida que o geotêxtil apresenta maiores massas por unidade de área, tem-se uma maior umidade volumétrica para o mesmo valor de sucção, indicando que o material tem maior

capacidade de retenção de água. Esse comportamento é compatível com os resultados obtidos nos ensaios de infiltração em coluna, em que o geotêxtil de 400 g/m² permitiu um maior armazenamento de água na camada de solo compactado subjacente.

3. MONITORAMENTO DE DESEMPENHO EM COBERTURAS EVAPOTRANSPIRATIVAS

Nas últimas décadas, tem ocorrido um significativo esforço para se expandir o conhecimento e o uso de coberturas evapotranspirativas, principalmente pela execução de testes em campo em escala real envolvendo o monitoramento da percolação basal e dos perfis de umidade (Dwyer, 1998; Zornberg & McCartney, 2003). Sistemas de monitoramento permitem a quantificação direta da resposta da cobertura evapotranspirativa às condições atmosféricas do local de implantação do sistema. Programas de monitoramento de campo devem ser consistentes com os critérios de desempenho usados no projeto de cobertura. Diferentes tecnologias têm sido consideradas para avaliar a percolação basal, perfis de umidade, perfis de sucção e variáveis meteorológicas, como discutidas a seguir.

3.1 Utilização de lisímetros volumétricos

Lisímetros volumétricos são os instrumentos mais comumente utilizados para monitoramento direto da percolação basal. Tipicamente, consistem em uma camada de drenagem superposta a uma barreira hidráulica, como um geocomposto ou uma camada de material granular colocada sobre uma geomembrana. Geocompostos utilizados como lisímetros consistem em uma georede comprimida entre duas camadas de geotêxteis não tecidos. Uma georede é uma geossintético com geometria espacial que permitem alta transmissibilidade lateral. Geotêxteis são tecidos poliméricos usados como filtros, camadas de proteção ou camadas drenantes. Geomembranas são mantas poliméricas que têm baixíssimos valores de condutividade hidráulica (da ordem de 10⁻¹⁵ m/s). Quando uma cobertura de solo é instalada acima do lisímetro, pretende-se que a percolação através da camada de solo alcance o geocomposto e seja conduzida de forma descendente até um recipiente coletor. Para desempenho efetivo, é importante evitar que a presença do lisímetro interfira no fluxo de água no sistema de cobertura.

A principal vantagem no uso de lisímetros é que eles podem ser construídos para monitorar grandes áreas, o que permite uma melhor compensação da medição do fluxo na área monitorada, considerando-se eventuais ocorrências de caminhos preferenciais de fluxo (áreas de baixa compactação, fissuras no solo, tocas de animais ou raízes de plantas). Entretanto, lisímetros têm algumas deficiências, a mais significativa sendo que eles provêm pouca informação interna das razões sobre o funcionamento adequado ou não do sistema de cobertura. Outra limitação é que, apesar de sua alta transmissibilidade e permissividade quando saturada, o componente geotêxtil presente no lisímetro pode causar uma quebra capilar, resultando em uma barreira capilar quando o solo está não saturado (Stormont & Morris, 2000; Zornberg & McCartney, 2003). A ocorrência de uma quebra capilar na interface solo-lisímetro distorceria a sucção e o perfil de umidade em uma cobertura evapotranspirativa e poderia resultar em uma significativa subestimativa da percolação basal.

3.2 Monitoramento de umidade e perfil de sucção com uso de sensores

O desempenho de uma cobertura evapotranspirativa pode ser avaliado por sua capacidade de armazenar umidade até que seja removida por evapotranspiração. Dessa forma, é importante que a umidade volumétrica e a sucção sejam monitoradas ao longo do perfil para certificar se o sistema de cobertura está ou não funcionando de forma adequada. Monitoramento contínuo *in situ* do valor da umidade volumétrica ao longo do perfil é importante em muitos projetos de hidrologia ou engenharia ambiental. Particularmente, monitoramento da umidade volumétrica do solo pode fornecer importantes informações sobre o movimento da umidade através das camadas da cobertura evapotranspirativa.

Tecnologias como o *TDR* (*Time Domain Reflectometry*) têm sido utilizadas para medir a umidade volumétrica em sistemas de cobertura evapotranspirativa (Zornberg & McCartney, 2003). O *TDR* envolve a medição da velocidade de um pulso eletromagnético aplicado. O pulso é refletido devido a mudanças na impedância ao longo da transmissão do sinal pelo sensor. A velocidade do pulso refletido é afetada pela constante dielétrica da água presente na massa de solo, que é uma ordem de grandeza maior que a do ar e das partículas de solo. A constante dielétrica da massa de solo, calculada a partir da velocidade do pulso refletido, pode ser, então, relacionada com a umidade volumétrica do solo onde o sensor está instalado.

A Figura 14 apresenta um modelo de sensor *TDR* (Figura 13a) e uma ilustração do sistema de registro e coleta de dados (Figura 13b), utilizado por Azevedo (2012). O sensor de umidade volumétrica modelo *TDR* é fabricado pela *Soil Moisture Equipment Corp.* O sistema de aquisição de dados é o *TDR100*, fabricado pela *Campbell Scientific*, utilizado para coleta e armazenamento de informações sobre a variação de umidade volumétrica do solo.

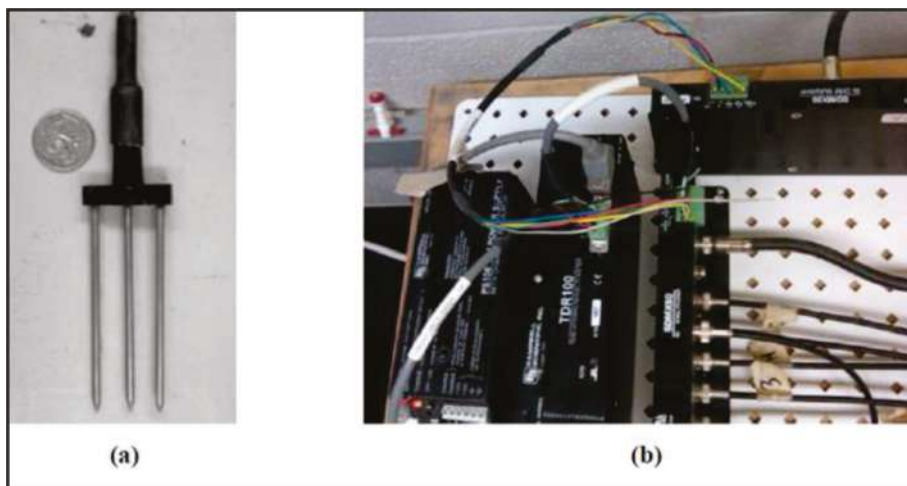


Figura 13 – Arranjo de Sistema original *TDR* para coleta de dados sobre umidade volumétrica do solo: (a) Sensor *TDR* da *Soil Moisture Equipment Corp.* (b) Sistema de coleta de dados *TDR100* da *Campbell Scientific* (modificado de Azevedo, 2012).

Apesar de o sistema convencional de *TDR* ser geralmente adequado para uma ampla variedade de solos, sua acurácia diminui para altos valores de umidade, solos salinos ou argilas altamente condutivas (Zornberg & McCartney, 2007). Suas limitações incluem o custo relativamente alto dos sensores e cabos e procedimentos de instalação comparativamente mais complicados para prevenir danos aos sensores.

Reflectômetros de umidade ou *WCR* (*Water Content Reflectômetros*) são sensores que têm sido cada vez mais usados como alternativa a sensores *TDR* convencionais (Dwyer, 1998). Sensores *WCR* medem a umidade volumétrica, medindo a constante dielétrica do solo, similar ao *TDR*. A Figura 14 apresenta o modelo de sensor ECH2O EC-5, fabricado pela *Decagon Devices*.



Figura 14 – Detalhe do sensor de umidade ECH2O EC-5 utilizado por de Lima (2014) (Fonte: www.decagon.com).

O sensor EC-5 é um sensor de baixo custo que calcula a umidade volumétrica do meio a partir de equações de calibração próprias (de Lima, 2014). As dimensões do sensor de umidade ECH2O EC-5, informadas pelo fabricante, são de 8,9 cm de comprimento, 1,8 cm de largura e 0,7 cm de espessura.

Entretanto, *WCRs* usam circuitos eletrônicos menores localizados dentro do próprio sensor que geram um pulso eletromagnético de baixa frequência (aproximadamente, 40 MHz). Sensores *WCR* necessitam de menos energia e permitem instalar cabos mais compridos que os utilizados nos *TDRs* convencionais. Além disso, sensores *WCR* podem usar dataloggers convencionais externos, mais simples que os requeridos pelos *TDRs*, o que torna esse tipo de sensor mais atraente para aplicações de campo.

Apesar de todas essas vantagens, o uso de frequências comparativamente menores pode resultar em um decréscimo da resolução das medidas de umidade volumétrica e ainda para correlações em solos com maior condutividade elétrica ou variação de temperatura (Kim & Benson, 2002).

A Figura 15 mostra detalhe do recipiente onde é mantido o *datalogger* e detalhe do equipamento aberto e exposto com as cinco portas de entrada para leitura dos sensores utilizados nos ensaios. A figura ilustra o *datalogger* EM 50 da *Decagon*, que pode ser programado para coletar os dados de umidade volumétrica em intervalos regulares de tempo.



Figura 15 – Recipiente de proteção do *datalogger* e detalhe do equipamento aberto com as conexões para os sensores (Fonte: www.decagon.com)

Medidas de sucção podem também ser feitas para complementar as informações coletadas sobre umidade volumétrica no perfil de solo. O monitoramento dos valores de sucção e da umidade podem providenciar dados adequados para interpretar o desempenho da cobertura evapotranspirativa. Especificamente, medidas de sucção e umidade volumétrica podem prover informações para determinação *in situ* das curvas de retenção de água ou *SWRC* (*Soil Water Retention Curve*). Isso pode ser utilizado para interpretar a curva de retenção de água durante ciclos de molhagem e secagem, como na ocorrência de precipitações pluviométricas, fenômenos na interface das camadas como a quebra capilar (*capillary break*), as medidas de campo podem ser utilizadas para aperfeiçoar a utilização da *SWRC* em modelos de simulação numérica.

Um exemplo de sensor de sucção é o MPS-1, da *Decagon Devices*, um sensor que utiliza o potencial dielétrico da água para determinar a sucção do meio. O sensor consiste em uma pedra porosa que, ao entrar em equilíbrio com o meio no qual está inserido, determina o potencial (em kPa) e a temperatura do meio (em graus Celsius). A Figura 16 apresenta o sensor MPS-1, utilizado por de Lima (2014) em seu trabalho sobre barreiras capilares.



Figura 16 – Detalhe do sensor MPS-1 colocado sobre a superfície de uma camada de areia dentro do cilindro de execução da coluna.

Para se analisar a interação entre sistemas convencionais de cobertura que utilizam solos com baixa condutividade hidráulica, e sistemas alternativos que combinam o uso de solos com geossintéticos, McCartney *et al.* (2005) realizaram uma série de ensaios em colunas de médio porte, devidamente instrumentadas com medidores de umidade usando tecnologia *TDRs* (*Time Domain Reflectometry*).

Nos testes realizados por McCartney *et al.* (2005), a análise do fluxo de saída indicou que o comportamento da camada drenante de geossintético é governado tanto pelo geossintético quanto pela camada superior de solo, dependendo se o solo que está em contato com a camada drenante está saturado ou não. Quando o perfil do solo superior está não saturado, a condutividade hidráulica não saturada da camada do geocomposto drenante controla o fluxo, porque age como uma barreira. Depois que a barreira é rompida (*breakthrough*), a condutividade hidráulica da camada de solo, uma argila de baixa plasticidade, controla o fluxo através do perfil, já que a quebra capilar não será mais desenvolvida na interface entre o solo e o geossintéticos, a não ser que o fluxo de entrada no sistema cesse.

O estudo de McCartney *et al.* (2005) chega à importante conclusão de que, em um sistema de cobertura não saturada, uma camada de geossintético drenante em contato com um solo não saturado se comporta de forma similar a uma camada drenante de areia con-

vencional, desenvolvendo uma quebra capilar que resulta na formação de uma barreira ao fluxo e acúmulo de água acima da interface drenante. A camada do geocomposto drenante conduz a um aumento do armazenamento de umidade ao longo da profundidade da camada de solo, bem acima do esperado para um solo com interface com dreno livre, melhorando a capacidade de campo do perfil.

4. CONCLUSÕES

O capítulo procurou apresentar uma visão geral sobre a utilização dos princípios dos solos não saturados para o projeto e execução de coberturas evapotranspirativas em áreas de disposição de resíduos sólidos ou materiais contaminantes. Foram descritos alguns dos modelos de cobertura evapotranspirativa mais utilizados em soluções de engenharia, com destaque à barreira capilar como um sistema eficaz para regiões de clima árido ou semiárido.

Dentro de um conceito de barreira capilar como solução de projeto em uma barreira evapotranspirativa, procurou-se dar destaque à utilização de diferentes materiais para potencializar a capacidade do sistema em reter água ou armazenar umidade.

De Lima (2014) realizou uma série de ensaios de coluna instrumentada simulando diferentes configurações de cobertura evapotranspirativa no modelo de barreira capilar. Concluiu-se que, quando utilizado como elemento de uma cobertura evapotranspirativa, como no caso da barreira capilar, a presença do geotêxtil não tecido potencializa a capacidade do solo de cobertura em reter umidade, mesmo em situações próximas à saturação. As características hidrofóbicas do material ajudam a reter o fluxo descendente de água e proporcionam o acúmulo da umidade na camada superior de solo até que a umidade possa ser eliminada por evapotranspiração.

Por se tratar de uma solução de engenharia ainda não prevista em norma, a utilização do conceito de barreira capilar em uma cobertura evapotranspirativa exige a devida caracterização do comportamento hidráulico dos materiais envolvidos e a realização de simulações numéricas ou testes em escala reduzida para testar diferentes configurações geométricas do projeto ou diferentes materiais geotécnicos e a espessura de cada camada a ser executada.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AZEVEDO, M. (2012) Anti-Capillary Barrier Performance of Wicking Geotextiles. Dissertação de Mestrado. Universidade do Texas/Austin. pp. 212.

BOUAZZA, A., ZORNBERG, J.G., MCCARTNEY, J.S. & NAHLAWY, H. (2006) Significance of unsaturated behaviour of geotextiles in earthen structures. *Australian Geomechanics*, (41): 133-141.

DE LIMA, M.J. (2014). Utilização de geotêxtil não tecido como elemento constituinte de barreiras capilares. Tese de Doutorado, Publicação GTD - 095/14, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 128 p. Dwyer (1998)

GARDONI, M.G.A. (1995). Avaliação da aplicabilidade de ensaios de laboratório e critérios de filtros para a utilização de geotêxteis em solos do Distrito Federal. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM 024A/95, Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 177 p.

GARDONI, M.G.A. (2000) Estudo do Comportamento Dreno-Filtrante de Geossintéticos sob Compressão. Tese de Doutorado, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 313 p.

HEIBAUM, M. (2010). Geosynthetics in agricultural and aquacultural applications. 9th International Conference on Geosynthetics, Brasil. 259-271.

HENRY, K. and PATTON, S. (1998). "Measurements of the contact angle of water on geotextile fibers." *Geotextile Test. Journal*. 21(1): 11-17.

KIM, K.C. and BENSON, C.H. (2002), Moisture Content Calibrations for Final Cover Soils, University of Wisconsin-Madison Geotech. Eng. Report 02-12, Madison, WI, 122 p.

McCARTNEY, J.S., KUHN, J.A., and ZORNBERG, J.G. (2005). "Geosynthetic Drainage Layers in Contact with Unsaturated Soils." Proceedings of the Sixteenth International Conference of Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (ISSMGE), Osaka, Japan. 2301-2305.

McCARTNEY, J.S., VILLAR, L.F.S., and ZORNBERG, J.G. (2007). Estimation of the Hydraulic Conductivity Function of Unsaturated Clays using Infiltration Column Tests. Sixth Brazilian Symposium on Unsaturated Soils, Salvador, Brazil, 1: 321-328.

MCCARTNEY, J.s., VILLAR, L.F.S., & ZORNBERG, J.G. (2008). Nonwoven geotextiles as hydraulic barriers to capillary rise. Proceedings of GeoAmericas 2008, the First Pan-American Geosynthetics Conference and Exhibition, Cancún, México. 252-261.

MEYER, P.D. and GEE, G.W. (1999). "Flux-based estimation of field capacity." *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. 125, 595-599.

MORRIS, C.E. & STORMONT, J.C. (1999). Parametric study of unsaturated drainage layers in a capillary barrier. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE*, 12 (125): 1057-1065.

MORRIS, C.E., & STORMONT, J.C. (1997). Capillary barriers and sub-title D covers: Estimating equivalency. *Journal of Environmental Engineering, ASCE* 123 (1): 3-10.

OLSON, R.E. and LANGFELDER, L.J. (1965). "Pore water pressures in unsaturated soils." *Journal of the Soil Mechanical and Foundation Division ASCE*, 91, 127-151.

PARK, K.D., FLEMING, I.R. (2006). Evaluation of a Geosynthetic Capillary Barrier. *Geotextiles and Geomembranes*. 24: 64-71

STORMONT, J. (1995). "The effect of constant anisotropy on capillary barrier performance." *Water Resources Res.* 32, 783-785.

STORMONT, J.C. and MORRIS, C.E. (2000). "Characterization of unsaturated nonwoven geotextiles." In *Advances in Unsaturated Geotechnics: Proceedings of Sessions of Geo-Denver 2000*. Chang, N.-Y., Houston, S.L., and Shackelford, C.D. (eds) August 5-8, 2000. Denver, Colorado. pp. 153-164.

TATTO, J. (2010) Comportamento Filtrante de Geotêxteis Não Tecidos sob Diferentes Condições de Apoio. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 172 p.

van GANUCHTEN, M. TH. (1980). A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils. *Soil Society of America Journal*, 44: 153-164.

WAUGH, W.J., PETERSEN, K.L., LINK, S.O., BJORNSTAD, B.N., and GEE, G.W. (1994). "Natural analogs of the long term performance of engineered covers." In *in situ Remediation: Scientific Basis for Current and Future Technologies*, Gee, G.W. and Wing, N.R. (eds), Battelle Press, Richland Washington. pp. 379-409.

WILLIAMS, L., HOYT, D., DWYER, S., HARGREAVES, G., and ZORNBERG, J.G. (2011). Design Criteria and Construction of a Capillary Barrier Cover System: The Rocky Mountain Arsenal Experience. *GeoFrontiers 2011 Conference*, Geo-Institute of ASCE, Dallas, Texas: 996-1005.

ZORNBERG, J.G. and McCARTNEY, J.S. (2003). Analysis of monitoring data from the evapotranspirative test covers at the Rocky Mountain Arsenal. *Geotechnical Research Report*, US Environmental Protection Agency, Region 8, December 2003, 227 p.

ZORNBERG, J.G., and McCARTNEY, J.S. (2007). *Evapotranspirative Cover Systems for Waste Containment*. The Handbook of Groundwater Engineering, 2nd Edition, Jacques W. Delleur (Editor-in-Chief), CRC Press, Taylor & Francis Group, Boca Raton, Florida, pp 34.1-34.31.

ZORNBERG, J.G., BOUAZZA, A. & McCARTNEY, J.S. (2010). Geosynthetic capillary barriers: current state of knowledge. *Geosynthetics International*, 17 (5): 273-300.

ZORNBERG, J.G., BOUAZZA, A., and McCARTNEY, J.S. (2009). Geosynthetic Capillary Barriers: Principles and Applications. Invited Keynote Lecture, Proceedings of the First African Conference on Geosynthetics, GeoAfrica 2009, Cape Town, South Africa. 1-39

ZORNBERG, J.G., JERNIGAN, B.L., SANGLERAT, T.R., and COOLEY, B.H. (1999). "Retention of free liquids in landfills undergoing vertical expansion." *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. ASCE, 125, 583-594.

ZORNBERG, J.G., LaFOUNTAIN, L., and CALDWELL, J.C. (2003). "Analysis and design of evapotranspirative cover for hazardous waste landfill." *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. ASCE. 129, 427-438.

Capítulo 24

EROSÃO

Márcia Maria dos Anjos Mascarenha
Claudio Mahler
Kalinny P. V. Lafayette
Mario G. G. Nacinovic
Ana Patrícia Nunes Bandeira
João Guilherme Rassi Almeida

1. INTRODUÇÃO

Erosão é um processo de desgaste da superfície terrestre causado pela ação de agentes externos, principalmente, a água e o vento. É uma forma natural de modelagem do relevo e atua de modo conjugado aos processos de formação dos solos. Contudo, o uso e a ocupação desordenada do solo pelo ser humano aumentam a intensidade com que esse processo ocorre, causando desequilíbrio, o que acarreta problemas ambientais, sociais e econômicos, tais como: perda de fertilidade dos solos com consequente redução na produção de alimentos; assoreamentos de rios e lagos; deslizamentos em áreas de risco; e comprometimentos de serviços públicos, como a interdição de estradas e a exposição ou ruptura de canalizações e dutos enterrados.

Em ambientes de clima tropical, de média a elevada precipitação anual, os processos erosivos devido à ação da água em movimento são mais intensos. Condicionantes como o clima, o relevo, o tipo, o uso e a ocupação do solo pelo homem são determinantes no entendimento da suscetibilidade de um terreno aos processos erosivos hídricos. Dessa forma, esses condicionantes necessitam ser verificados para analisar a influência de cada um deles no processo erosivo. Para a análise da erodibilidade do material, as características de: tipo de solo, textura, estrutura e a permeabilidade são as mais relevantes. No entanto, alguns estudos mostram a importância do teor de umidade e, conseqüentemente, da sucção na resistência do solo à perda de massa e à desestruturação devido aos processos erosivos.

Em regiões de clima tropical ocorrem, naturalmente, solos na situação não saturada, na região denominada de zona ativa, que é um perfil de solo compreendido entre a superfície terrestre e a zona freática. No domínio da zona ativa ocorre variação constante de grau de saturação e sucção do solo, ou seja, grande parte dos processos erosivos tem início em solos não saturados. Portanto, para a realização de um estudo sobre o comporta-

mento e a previsão de erosões em uma determinada região, é necessário verificar como as características dos solos não saturados influenciam o processo erosivo.

Tentando auxiliar nesse entendimento, o presente capítulo irá abordar conceitos gerais de erodibilidade dos solos, bem como explicar as características geotécnicas que a influenciam e apresentar estudos laboratoriais e de campo para monitoramento de processos erosivos. Essas informações iniciais são importantes para fornecer uma visão mais ampla do fenômeno independente da saturação. Posteriormente, será dada ênfase aos processos erosivos em solos não saturados, especificando-se a influência da sucção tanto na perda de massa quanto na estabilidade estrutural do solo. Para isso, serão identificadas as metodologias utilizadas para os ensaios geotécnicos aplicados ao estudo de erodibilidade de solos tropicais não saturados.

2. PROCESSOS EROSIVOS

Os processos erosivos podem ser definidos como o destacamento e o carregamento de partículas dos solos devido à ação dos agentes erosivos (vento, neve, gelo, água, plantas, animais e o homem). Esse processo é considerado um dos mais importantes e também complexos quando se refere à degradação do solo, e que atinge diversas áreas, (Luetzenburg *et al.*, 2020; Li *et al.*, 2020). Tal degradação é um desafio enfrentado há muitos anos, e alguns resultados na análise de sustentabilidade do solo indicam que a erosão, a contaminação do solo, a salinização e a desertificação são mais evidentes e mais duradouras e, em algumas situações, são irreversíveis, tornando-se a principal ameaça as condições saudáveis do solo em todo o mundo (Mohanmed *et al.*, 2020; Guerra *et al.*, 2020; Borrelli *et al.*, 2017; Lal, 2001). Em regiões áridas e semiáridas, por exemplo, o vento é um dos principais agentes erosivos, provocando abrasividade nas rochas, principalmente pelo carregamento de partículas de areia. Em regiões temperadas, podem existir, ainda, as erosões glaciais, que, devido ao congelamento e degelo da água, são responsáveis pelo fraturamento das rochas e a formação do relevo. As regiões tropicais e subtropicais, devido ao alto índice pluviométrico, são os locais mais afetados pela erosão hídrica, sendo a concentração do escoamento das águas das chuvas uns dos principais agentes desencadeadores desse processo erosivo. As erosões hídricas podem ser classificadas, em função da forma de ocorrência, em erosões internas e superficiais.

As erosões internas ocorrem, principalmente, devido ao elevado gradiente hidráulico e ao grau de dispersibilidade dos solos, podendo ser caracterizadas como *piping*, quando há formação de túneis a partir do arraste de partículas de argila ou esqueletização, quando há transporte difuso de partículas ou de compostos ou elementos químicos solubilizados. O *piping* ocorre, geralmente, em terrenos estratificados ou em horizontes de solo com permeabilidades distintas, onde haverá concentração de percolação em zonas de maior permeabilidade (Camapum de Carvalho *et al.*, 2006). Pode-se citar como exemplo a concentração de fluxo em camadas acima de horizontes B textural em argissolos ou em camadas acima de horizontes B plínticos no caso de plintossolos. As erosões superficiais ocorrem devido ao impacto e ao escoamento da água e compreendem três subprocessos: destacamento de partículas dos solos por meio do impacto da gota de chuva na superfície

do solo; destacamento de partículas dos solos por meio das tensões de atrito do deflúvio superficial; e transporte de partículas pelo deflúvio superficial, que ocorre nas áreas de contribuição e nos microcanais que alimentam os canais d'água.

O impacto da gota da chuva é a fase inicial do processo erosivo hídrico, quando as partículas na camada superficial do solo são desprendidas e transportadas por salpicamento (Figura 1). Bertoni e Lombardi Neto (2005) citam que o poder erosivo da gota de chuva está diretamente relacionado com a intensidade e a duração da precipitação, o diâmetro da gota, a direção e a velocidade de impacto e a qualidade da água da chuva. Teixeira (2019) descreve que as gotas de chuva possuem uma determinada velocidade terminal, correlacionada com a intensidade de chuva e que isso levou à elaboração de uma grande quantidade de equações consideradas empíricas. Cabe destacar o estado/fase da água em que ocorre a precipitação (chuva, granizo ou neve), aspecto que pode intensificar ou minimizar o efeito da precipitação.



Figura 1 – *Splashing* ou salpicamento e formação de poça (Nacinovic, 2009)

Após o impacto da gota de chuva, ocorre o processo de formação de crostas (selagem do solo), que antecede o escoamento superficial e, conseqüentemente, influencia o coeficiente de escoamento superficial (*runoff*). O processo ocorre nos primeiros 5 a 10 minutos de chuva e depende das características do solo e da intensidade da chuva. A água é inicialmente absorvida pelo agregado do solo, que pode promover uma expansão da argila. O ar contido nos microporos do agregado é expulso pela água. Esses dois processos reunidos causam a dispersão e a ruptura dos agregados em microagregados. Esse material disperso será erodido pelo salpicamento ou será lixiviado para os espaços intergranulares. A iluviação (Processo de deslocamento de materiais como argilas, carbonatos, etc. ao longo de um perfil de solo) desse material disperso será interrompida pelos agregados situados logo abaixo da superfície e/ou pela fase ar, que atuam como uma barreira. A partir desses fenômenos, os macroporos poderão ser preenchidos e selados, acarretando a formação de crostas. Os agregados situados logo abaixo das crostas ficam protegidos do impacto da gota de chuva, e a erosão por salpicamento fica reduzida. A selagem dos poros diminui a porosidade e, conseqüentemente, aumenta a massa específica seca, dando início ao processo erosivo pela diminuição da infiltração de água no solo, formando poças que se interligam e originando o escoamento superficial e os processos erosivos laminares e lineares (Farres, 1978).

As erosões superficiais podem ser classificadas em função do desenvolvimento do processo erosivo, classificando-se em erosões laminares (Figura 2) e lineares (Figura 3). Quando a precipitação excede a capacidade de infiltração do solo e a microrrugosidade do terreno é preenchida e extravasada, inicia-se o escoamento superficial. O escoamento superficial ao longo de uma encosta/talude com partículas de solo dissolvidas e em suspensão possui um potencial de arraste capaz de desagregar maiores porções de solo, resultando em uma erosão laminar. O volume de escoamento superficial depende da razão precipitação/infiltração, da declividade do terreno e do tempo de duração e intensidade da chuva.



Figura 2 – Erosão laminar na margem de reservatório
(Acervo pessoal de Mauricio Sales)

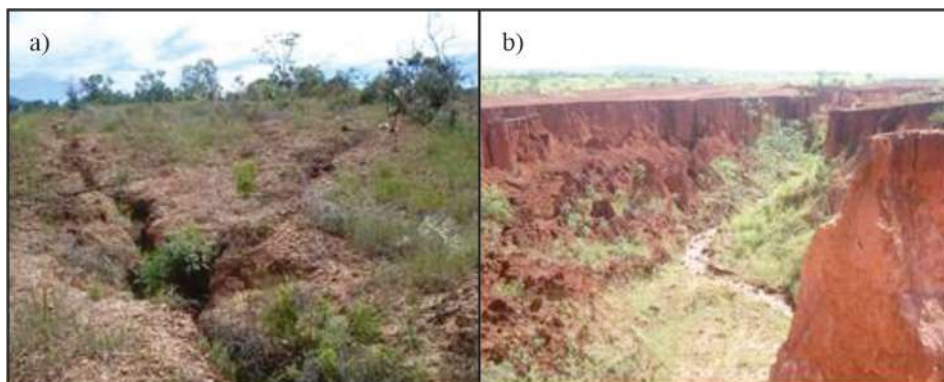


Figura 3 – Erosões lineares: a) sulcos e ravinas; b) voçoroca em área de empréstimo para construção de barragem (Acervo pessoal de Mauricio Sales)

O cálculo do escoamento superficial em uma área de vegetação rasteira ou pastagem pode ser obtido por meio da Equação 1.

$$E_s = P - (I + A_{cv} + A_s + E) \quad (\text{Eq. 1})$$

onde: E_s é o escoamento superficial (mm), P é a precipitação (mm), I é a infiltração (mm), A_{cv} é o armazenamento na cobertura vegetal (mm), A_s é o armazenamento pela serrapilheira (mm) e E é a evaporação (mm).

O cálculo do escoamento superficial em uma área de floresta é dado pela Equação 2.

$$E_s = P + F_t - (I + A_c + A_s + E) \quad (\text{Eq. 2})$$

onde: E_s é o escoamento superficial (mm), P é a precipitação medida abaixo das copas (mm), F_t é o fluxo de tronco (mm), I é a infiltração (mm), A_c é o armazenamento das copas (mm), A_s é o armazenamento pela serrapilheira (mm) e E é a evaporação (mm).

A velocidade do deflúvio (Volume de água que escoar da superfície de uma determinada área devido a uma chuva torrencial) relaciona-se não somente com a declividade, mas também com o comprimento da vertente e a rugosidade da superfície. A infiltração é influenciada por: propriedades do solo (textura, teor de matéria orgânica, estrutura, porosidade, teor de umidade, estabilidade dos agregados, atividade da argila e permeabilidade), características das chuvas, tipo de cobertura vegetal, uso e manejo do solo, características de declividade e rugosidade do terreno. Em resumo, as erosões laminares ocorrem devido ao escoamento difuso das águas de chuva, resultando na remoção relativamente uniforme das partículas do solo nos horizontes superficiais. Por outro lado, as erosões lineares ou erosão em sulcos, ocorrem devido ao fluxo concentrado de água por caminhos preferenciais.

As erosões lineares são subclassificadas em função de geometria, tamanho ou aspectos geomecânicos e de fluxo nos processos erosivos. Segundo Camapum de Carvalho *et al.* (2011), os sulcos são pequenas incisões na superfície do terreno, de até 10 cm de profundidade (Figura 3a). A erosão em sulcos é um fenômeno de pequena escala, mas de ocorrência universal (OU *et al.*, 2021). Os materiais que são transportados, principalmente os nutrientes faz com que ocorra uma diminuição na fertilidade do solo. Já o aumento da concentração de água nos sulcos e da erodibilidade do solo faz com que estes evoluam para ravinas (Figura 3a), que são canais com profundidade máxima de 50 cm caso não ocorra instabilidade dos taludes por deficiência de coesão real e de cimentação em profundidades inferiores. A ravina poderá evoluir para uma voçoroca (Figura 3b), que é um processo erosivo complexo, que envolve erosão laminar concentrada, movimentos de massa e *piping*, podendo chegar a vários metros de profundidade (Lima, 1999; Guerra, 2001; Augustin e Aranha, 2006). As voçorocas correspondem ao estágio mais avançado e complexo do processo erosivo, resultando em um difícil controle do processo erosivo e elevado custo de recuperação da área degradada.

De forma geral, os processos erosivos podem ser compreendidos conforme o fluxograma da Figura 4.

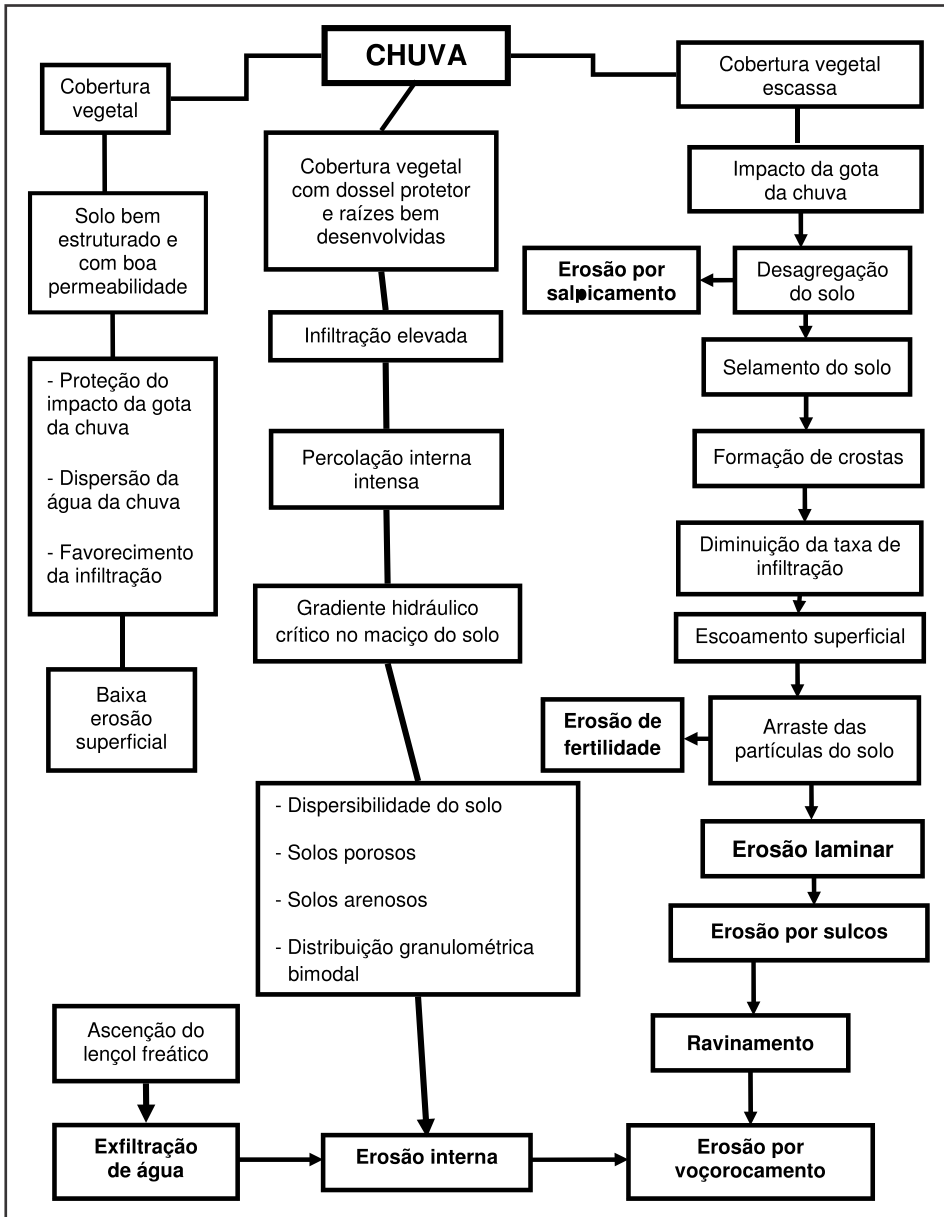


Figura 4 – Fluxograma do processo erosivo (Nacinovic, 2013)

2.1 Erodibilidade dos solos

O termo Erodibilidade está relacionado aos fatores de resistência do solo perante os processos erosivos, sendo dependentes das características intrínsecas do solo. Como a erosão resulta do destacamento de partículas dos solos pela força hidráulica, a erodibilidade está diretamente relacionada à resistência ao cisalhamento e à tração dos solos. No escoamento superficial, a resistência mobilizada é a da camada superficial, na qual apenas a coesão é considerada, visto que o ângulo de atrito tem sua influência acoplada à tensão efetiva, que, nesse caso, é mínima. A alta erodibilidade em algumas regiões resulta na degradação do ecossistema, podendo também contribuir para um processo de desertificação (YU *et al.*, 2019). As características do solo que influenciam sua susceptibilidade à erosão são textura, estruturação do solo, estabilidade dos agregados, teor de matéria orgânica, mineralogia, constituição química, permeabilidade, compactação, pedologia e sucção. A seguir, serão explicados como essas características influenciam a resistência do solo aos processos erosivos, excetuando-se a sucção, que será destacada no item 4.

Segundo Guerra (1999), a estabilidade dos agregados (união das partículas sólidas do solo) possui papel fundamental na erodibilidade dos solos, pois aumenta a resistência ao impacto da gota da chuva e reduz a formação de crostas no topo do solo. A estruturação do solo (a estrutura do solo é a forma como se arranjam as partículas do solo. Ela descreve a maneira como as partículas são agregadas) com agregados maiores e mais estáveis proporciona maior porosidade e, conseqüentemente, maiores taxas de infiltração, acarretando a diminuição do escoamento superficial. Em relação à granulometria, os solos arenosos tendem a ser mais suscetíveis à erosão devido à ausência de coesão em sua parcela de resistência ao cisalhamento. Ross (1992) estabeleceu uma hierarquização da susceptibilidade à erosão para horizontes diagnósticos de subsuperfície e classes de textura (Tabela 1 e Tabela 2).

Em geral, considerando-se apenas a textura dos grãos do solo, a susceptibilidade à erosão hídrica dos solos cresce na seguinte sequência: pedregulho bem graduado, pedregulho mal graduado, areia bem graduada, pedregulho siltoso, argila de alta plasticidade, argila de baixa plasticidade, solo orgânico de baixa plasticidade, silte de alta plasticidade, areia argilosa, areia siltosa, silte de baixa plasticidade.

Tabela 1 – Hierarquização da susceptibilidade por horizontes diagnósticos (Ross, 1992)

NEOSSOLO (litólico e quartzarênico)	Muito alta
ARGISSOLO (solos com gradiente textural – B textural – podzólicos)	Intermediária
CAMBISSOLO (solos intermediários entre argissolos e latossolos)	Intermediária
ESPODOSSOLO (solos com B nátrico)	Muito alta
GLEISSOLO (solos hidromórficos com horizonte glei)	Muito alta
LATOSSOLO (solos geralmente distóficos, profundos, bem drenados e estruturados)	Muito baixa
NITOSSOLO (solos geralmente eutróficos, profundos, bem drenados e bem estruturados – terra roxa estruturada)	Baixa
ORGANOSSOLO (solos orgânicos)	Muito alta

Tabela 2 – Hierarquização da suscetibilidade por textura (Ross, 1992)

Argilosa	Muito baixa
Argilosa / Média	Baixa
Média / Siltosa	Intermediária
Arenosa / Média	Muito alta
Arenosa	Muito alta

A permeabilidade irá influenciar a capacidade de infiltração do solo, que é inversamente proporcional à suscetibilidade do solo de sofrer erosão. Quanto mais permeável o solo, maior sua capacidade de infiltração e menor o escoamento superficial e, conseqüentemente, menor será sua erodibilidade (Conciane, 2008). Vale ressaltar que maiores permeabilidades ocorrem para solos com maiores teores de vazios, o que, normalmente, ocorre em areias. No entanto, solos evoluídos pedologicamente (por exemplo, Latossolos e Nitossolos), embora constituídos de partículas finas, apresentam boa estruturação com boa porosidade, nos quais a água percola com mais facilidade. Dessa forma, solos bem estruturados, profundos e bem drenados podem apresentar baixa suscetibilidade à erosão.

Em relação à compactação do solo, duas situações contraditórias devem ser levadas em consideração. Solos compactados apresentam maior resistência ao cisalhamento do que amostras não compactadas, o que favorece a resistência à erosão (Conciani, 2008), por outro lado, possuem menores índices de vazios, resultando em maior escoamento superficial. No entanto, o aumento da resistência ao cisalhamento tem maior influência na suscetibilidade do solo aos processos erosivos.

Quanto à constituição química do solo, esta pode influenciar bastante as erosões internas quanto à dissolução em água ou qualquer outro líquido que possa estar em contato com o solo. Os cátions de sódio presentes nos solos ou na água intersticial são os principais fatores de dispersibilidade, pois o sódio age no sentido de aumentar a espessura da camada de água difusa, reduzindo, assim, as forças de atração entre as partículas.

2.2 Ensaio geotécnicos para análise de erodibilidade dos solos

Alguns ensaios geotécnicos são realizados para estudar a suscetibilidade dos solos aos processos erosivos, sendo que alguns desses são qualitativos, pois não permitem a obtenção de coeficientes que ajudem a prever a quantidade de massa de solo erodida em condições de campo. Dentre esses ensaios, tem-se: *crumb test*, ensaio sedimentométrico comparativo, *pinhole test*, ensaios de desagregação, ensaios de adsorção e perda de massa por imersão, ensaio de estabilidade de agregado, ensaio de compressão diametral. Os ensaios quantitativos, com medição direta de perda de massa, serão mais bem explicados no item 3.

Os ensaios *crumb test*, sedimentométrico comparativo e *pinhole test* são executados para analisar a dispersibilidade das amostras. A dispersão ocorre quando as forças de repulsão entre as partículas da argila são superiores às forças de atração, formando uma suspensão quando em contato com a água ou erodindo internamente (carreamento de partículas dispersas) na presença de fluxo de água.

2.2.1 *Crumb test*

O *crumb test* é um método prático e rápido para identificar a dispersibilidade do solo e é normatizado pela ASTM D6572 (2012) e pela NBR 13601 (ABNT, 2020a). A classificação da dispersibilidade de um solo deve ser feita em conjunto com outros ensaios, como o *pinhole test* e o de desagregação. A metodologia, segundo a ASTM D6572 (2012), consiste na submersão de um torrão de solo em forma equivalente a um cubo de 15 mm de aresta em 250 mL de água destilada, observando-se o estado de turbidez da água por períodos de 2 min, 1h e 6h. Avalia-se, também, o grau de dispersão em solução de NaOH 0,01 N. O sódio (Na^+) age no sentido de aumentar a espessura da camada de água difusa (envolve as partículas individuais de argila), reduzindo, assim, as forças de atração entre as partículas.

A relação entre a quantidade de cátions de sódio e a quantidade de cátions de potássio, cálcio e magnésio dissolvidos na água intersticial definirá a suscetibilidade de ocorrer erosão interna por difusão, pois o sódio age no sentido de aumentar a espessura da camada de água difusa (envolve as partículas individuais de argila), reduzindo as forças de atração entre as partículas (ABNT, 2020a).

O grau de dispersão relativo à turbidez da água consiste em:

- **Grau 1 – não dispersivo** – Não há reação. O torrão pode fraturar ou desmoronar, mas sem haver turbidez devido aos colóides suspensos na água. A sedimentação das partículas é determinada logo na primeira hora de ensaio.
- **Grau 2 – levemente dispersivo** – Pequena reação com leve turbidez devido a uma suspensão coloidal quase imperceptível ao redor da superfície do torrão.
- **Grau 3 – moderadamente dispersivo** – Reação moderada com uma nuvem de suspensão coloidal nitidamente visível ao redor do torrão.
- **Grau 4 – altamente dispersivo** – Reação forte com uma densa nuvem de suspensão coloidal (Figura 5).



Figura 5 – Resultados do *crumb test*: levemente dispersivo (a) e não dispersivo (b) (Bezerra, 2022)

Vale destacar que, quando o ensaio indica a ocorrência de dispersão, provavelmente, trata-se de um solo facilmente erodível, sendo que o inverso não é necessariamente verdadeiro, ou seja, um solo erodível pode ser classificado como não dispersivo.

2.2.2 Ensaio sedimentométrico comparativo

A NBR 13602 (ABNT, 2020b) é a norma que fornece a metodologia recomendada para a avaliação da dispersibilidade de solos argilosos pelo ensaio sedimentométrico comparativo. Esse ensaio deve ser utilizado em solos que apresentam mais de 12% de fração argilosa (partículas com diâmetro inferior a 0,002 mm) e consiste, basicamente, na comparação entre curvas granulométricas com e sem defloculante. A porcentagem de dispersão é obtida pela relação da porcentagem, em massa, de partículas com diâmetro menor que 0,002 mm, de acordo com a curva granulométrica realizada sem e com defloculante. A porcentagem de dispersão igual a 100% indica uma fração argila completamente dispersiva, e uma porcentagem de dispersão igual a zero indica argila completamente não dispersiva.

Esse ensaio permite, também, analisar o estado de agregação dos solos. Nota-se a presença marcante de agregados no solo, demonstrada pelas menores porcentagens de fração argila nas curvas granulométricas executadas sem defloculante (Figura 6). O uso do defloculante leva a um aumento das porcentagens de partículas finas retidas, ou seja, das frações silte e argila, o que demonstra que o solo do local de estudo tem um potencial significativo de partículas agregadas.

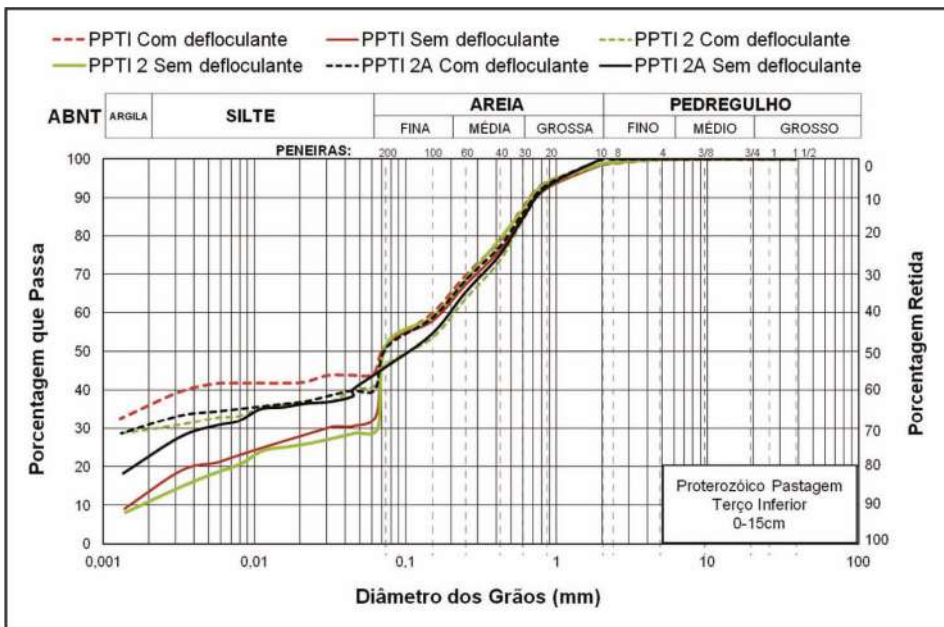


Figura 6 – Curvas granulométricas com e sem defloculante de amostras de solos em um mesmo local (Nacinovic, 2013)

2.2.3 Pinhole test

O ensaio denominado furo de agulha ou *pinhole test* também é uma das formas de se entender o mecanismo da erosão localizada em solos dispersivos, sendo normatizado pela NBR 14114 (ABNT, 1998). Santos (1997) propôs uma modificação na metodologia de análise dos resultados, observando-se os gráficos de vazão *versus* a carga hidráulica tanto no processo de acréscimo de carga hidráulica quanto no processo de descarregamento. Em caso de a fase de descarga apresentar maior vazão do que a fase de carga, isso significa que o solo está sendo erodido internamente. Essa metodologia é adequada para solos mais intemperizados.

O *pinhole test* determina direta e qualitativamente a dispersibilidade de solos argilosos pelo fluxo de água destilada por meio de um pequeno furo axial em um corpo de prova moldado a partir de um bloco de amostra indeformada, contido em um cilindro. Esse ensaio foi desenvolvido como um método de medição direta da erodibilidade de solos de textura fina. A turbidez do efluente, a vazão e as dimensões finais do furo darão a classificação da dispersibilidade do solo, discriminada em seis categorias, conforme a Tabela 3.

Tabela 3 – Classificação do solo quanto à dispersibilidade

Categoria	Classificação	Turbidez relativa à carga hidráulica	Carga hidráulica (mm)	Maior vazão admitida em relação à carga hidráulica (mL s ⁻¹)	Furo final (Ø _f) em relação ao furo original (Ø _o)
ND1	Não dispersivo	Clara	1020	4,0	Ø _f = Ø _o
ND2	Incipientemente dispersivo	Suave	1020	5,0	Ø _f = Ø _o
ND3	Levemente dispersivo	Levemente escuro	380	3,5	Ø _f = Ø _o
		Levemente escuro	180	2,5	Ø _f > 2 Ø _o
ND4	Medianamente dispersivo	Suave	50	0,8	Ø _f < 1,5 Ø _o
D2	Dispersivo	Suave	50	1,0	Ø _f > 2 Ø _o
D1	Altamente dispersivo	Fortemente Colorida	50	1,5 a 2,0	Ø _f > 2 Ø _o

Na Figura 7a são apresentados todos os utensílios necessários para a execução do ensaio. De início, é feito um furo no corpo de prova com uma agulha hipodérmica com Ø de 1 mm e 10 cm de comprimento por onde passa o fluxo de água (Figura 7b). Posteriormente, é colocada uma tela e pedregulhos de 2 mm para preencher os vazios em ambos os lados do corpo de prova. Após a montagem do permeâmetro, é instalado o sistema hidráulico para a aplicação de carga hidráulica de 50 mm e, depois, sucessivas cargas de 180, 380 e 900 mm (Figura 7c). Para cada carga hidráulica, é analisada, quantitativamente, a vazão e,

qualitativamente, a turbidez do fluxo de água no final de cada aplicação de carga. Essa análise em conjunto com a avaliação do diâmetro do furo na amostra no final do ensaio em relação ao furo original fornece a classificação do solo quanto à dispersibilidade (Figura 7d).



Figura 7 – Pinhole test: a) utensílios necessários para o ensaio; b) inserção de agulha na amostra para perfazer o furo; c) vazão do fluxo sendo medida; d) aferição das dimensões do furo na amostra no final do ensaio (adaptado de Nacinovic, 2013)

2.2.4 Ensaio de desagregação

Um dos ensaios bastante realizados em amostras de taludes para a análise qualitativa do comportamento de um solo frente ao processo de imersão é o ensaio de desagregação. Por meio desse ensaio, pode-se prever a influência da água no solo quando submerso, verificando, assim, a estabilidade do corpo de prova (Figura 8a).

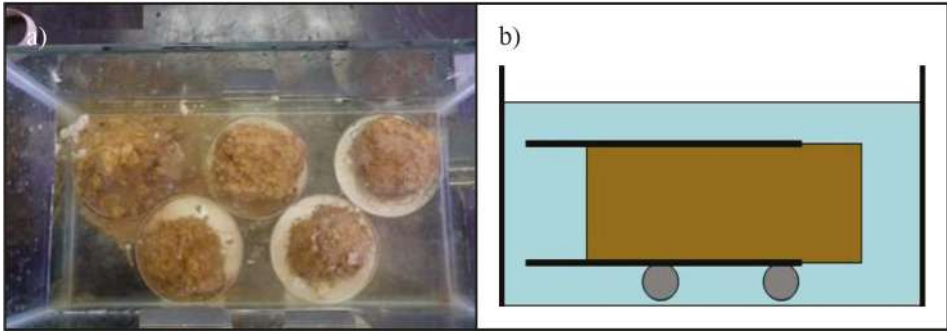


Figura 8 – Ensaio para análise de erodibilidade de solos: a) ensaio de desagregação (Almeida, 2014); b) ensaio de perda de massa por imersão

O ensaio pode ser executado com inundação total ou parcial de amostras indeformadas de solo, no formato de cubos com 60 mm de aresta. No ensaio de imersão total, inunda-se o corpo de prova totalmente, permanecendo assim por 24h. Já para o ensaio de imersão parcial, a amostra é disposta em uma pedra porosa inundada por 30 minutos. Em seguida, adiciona-se água para um terço (1/3), dois terços (2/3) e completa imersão do corpo de prova, aguardando-se 15 minutos em cada etapa, sendo que, após a completa imersão, mantém-se o solo inundado por 24h.

A resposta do corpo de prova à inundação é observada e descrita como: sem resposta (a amostra mantém sua forma), abatimento (desintegração da amostra formando uma pilha), faturamento (quebra da amostra em pedaços mantendo a forma das faces externas) e dispersão (paredes da amostra difusas ocorrendo densa suspensão coloidal), de acordo com Holmören e Flanagan (1977). O ensaio com imersão total representa a situação em que o talude é inundado de forma abrupta, e o ensaio com imersão parcial representa a situação em que ocorre ascensão lenta do lençol freático e a água ascende por capilaridade.

No ensaio com imersão total é importante que se analise a sucção atuante no momento da imersão; caso não se tenha essa informação, pode-se recorrer à análise do grau de saturação, pois, com a imersão total, a fase ar é colocada sob pressão positiva, podendo ser a causa maior ou menor da desagregação. Quando da inundação parcial ou progressiva, tem-se a desagregação pela simples redução da sucção com o umedecimento do solo. Sendo assim, deve-se entender esses ensaios como complementares.

2.2.5 Ensaio de absorção de água e perda de massa por imersão

Nogami e Villibor (1979) propuseram a execução de ensaios de absorção de água e perda de massa por imersão para estudar o potencial de erodibilidade dos solos. O ensaio de absorção é executado em amostras cilíndricas com 40 mm de diâmetro e 20 mm de altura. Essas amostras são colocadas em contato com a água para que saturem por capilaridade. Após alguns intervalos de tempo, a amostra é pesada. O índice de absorção (S) é o coeficiente angular da reta, que é dado pelo volume de água adsorvido pela área da seção transversal da amostra dividido pela raiz quadrada do tempo.

O ensaio de perda de massa por imersão é executado em amostra imersa em água, com 40 mm de diâmetro e 80 mm de altura, posicionada em um anteparo, ficando com parte da amostra para o lado de fora (Figura 9b). Após 24h, a massa perdida é levada à estufa para se determinar a massa seca. O valor de perda de massa (P) é a porcentagem da massa de solo seco perdida em relação à massa de solo seco inicial. O índice de erodibilidade (E) é obtido a partir da Equação 3.

$$e = 52 \frac{S}{P} \quad (\text{Eq. 3})$$

onde: E é o índice de erodibilidade (adimensional), S é o índice de absorção (adimensional), P é a porcentagem de massa de solo seco perdida em relação à massa de solo seco inicial (%).

Na avaliação do ensaio de perda de massa por imersão, sempre que possível, é relevante que se considere a sucção inicial atuante no solo, pois, com a imersão, a fase ar é submetida à pressão neutra positiva, interferindo na perda de massa por imersão sem que reflita ou refletindo pouco a influência do próprio solo nessa perda. Outro aspecto a ser considerado é a eventual ocorrência da queda da bastilha de solo extraída do molde, pois ocorrendo, ela está ligada à expansibilidade do solo, seja estrutural ou mineralógica. Se estrutural, ela pode ser resolvida ou minimizada alterando-se a condição de compactação e, se mineralógica, por meio de tratamento químico, cabendo esclarecer que a expansão pode ser fruto, ao mesmo tempo, da natureza mineralógica e da estrutura presente. Cabe aqui um esclarecimento sobre a razão do tombamento da pastilha externa ao molde: com a imersão, o solo extraído do molde está livre para expandir e o confinado não, com isso, gera-se, no plano de contato entre eles, uma tensão cisalhante que leva à ruptura no caso de atuação da expansão.

2.2.6 Ensaio de estabilidade de agregado

Esse ensaio consiste em mensurar a quantidade e a distribuição do tamanho dos agregados estáveis em água. A metodologia é descrita abaixo:

- Coleta no campo de monólitos de dimensões aproximadas de um cubo de 15 cm de lado na superfície. Os monólitos são envoltos em papel filme e condicionados em caixa de isopor com serpilha para não danificar a estrutura durante o transporte para o laboratório.
- Destorroamento do bloco de solo de forma cuidadosa para não quebrar os agregados de solo, em cima de um conjunto de peneiras de malha 4,75 e 2 mm. Retirada de três amostras de 25 g do solo retido na peneira de 2 mm em placas de Petri.
- Determinação do teor de umidade do solo por meio de uma das amostras de 25 g em placa de Petri colocada em estufa por um período mínimo de 24 h.
- Umidificação das outras duas amostras de 25 g (Figura 9a) e, após período de 2h, disposição em dois conjuntos de cinco peneiras, com 13 cm de diâmetro, de malha: 2 mm, 1 mm, 0,5 mm, 0,25 mm e 0,125 mm (Figura 9b).
- Colocação do conjunto de peneiras em aparelho de Yoder, com nível de água até atingir a base da peneira de cima de 2 mm, tomando cuidado para não se submergir as amostras na água (Figura 9c e Figura 9d).

- Ajuste do aparelho de Yoder para uma frequência de 32 oscilações por minuto por um período de 15 min, com a água encostando na malha da peneira de 2 mm.
- Após os 15 min, retiram-se os dois jogos de peneiras, constituídos de cinco peneiras de malhas diferentes, totalizando-se dez peneiras. O conteúdo de cada peneira é transferido para uma placa de Petri devidamente identificada e tarada, e posto em estufa por um dia para determinar a massa seca de cada fração desagregada.



Figura 9 – Ensaio de estabilidade do agregado: a) borrifação da amostra de 25 g com água destilada; b) disposição da amostra em 05 peneiras; c) Aparelho de Yoder; d) peneiras no aparelho de Yoder.

O diâmetro médio ponderado e o índice de estabilidade dos agregados são obtidos pelas Equações 4 e 5, segundo Castro Filho *et al.* (1998):

$$DMP = \sum_{i=1}^n (x_i w_i) \quad (\text{Eq. 4})$$

onde: DMP é o diâmetro médio ponderado (mm), x_i é o diâmetro médio das classes (mm) e w_i é a proporção de cada classe em relação ao total.

$$IEA = \frac{MS - w_{p0,25}}{MS} \quad (\text{Eq. 5})$$

onde: IEA é o índice de estabilidade de agregados (%), MS é a massa seca da amostra (g), $w_{p,0,25}$ é a massa dos agregados da classe < 0,25 mm (g).

Resultados de um ensaio de estabilidade de agregado de amostras de solo em duas áreas experimentais de mata secundária e pastagem são mostrados na Figura 10 e na Figura 11. Nota-se que os solos da área de pastagem apresentaram maior agregação do que os solos da área da mata secundária, conforme se pode constatar pelos maiores índices de estabilidade de agregado e de diâmetro médio ponderado apresentados. Esse resultado pode ser devido ao fato de que os solos da parcela da pastagem tinham maior teor de carbono orgânico do que na mata, o que acarretou maior agregação.

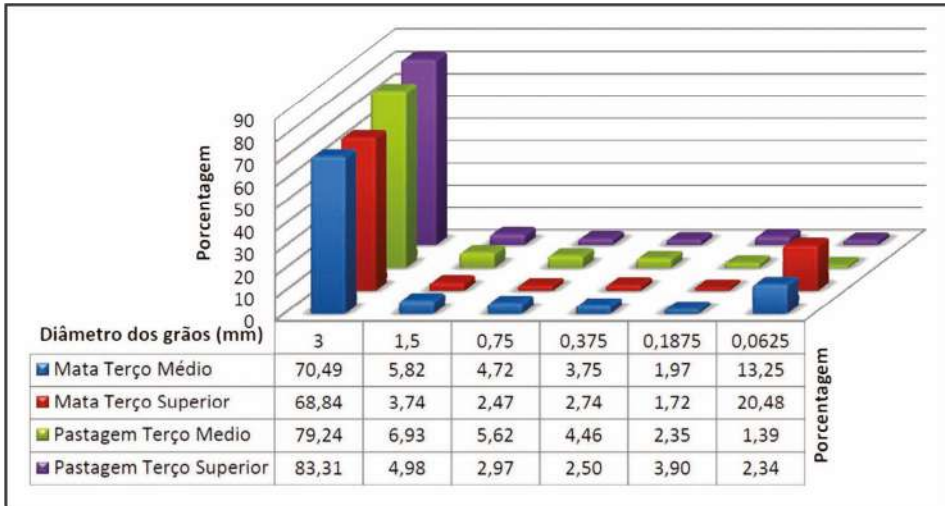


Figura 10 – Gráfico comparativo de estabilidade de agregado entre um solo de área de mata secundária e pastagem (Nacionovic, 2013)

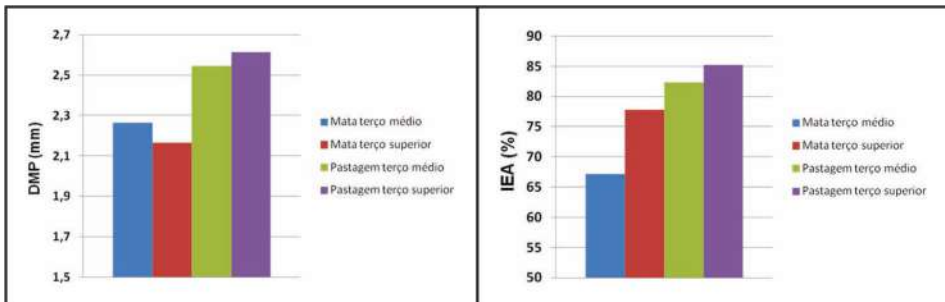


Figura 11 – Diâmetro médio ponderado (DMP) e índice de estabilidade de agregado (IEA) de solos de área de mata secundária e pastagem (Nacinovic, 2013)

2.2.7 Ensaio de compressão diametral

O ensaio de compressão diametral ou ensaio brasileiro foi desenvolvido pelo Professor Francisco Luiz Lobo Carneiro em 1943 (Figura 12). O ensaio brasileiro (Lobo Carneiro e Barcellos, 1949) é um método indireto de medir a resistência à tração, dado pela Equação 6.

$$\sigma_t = \frac{2P}{\pi D} \quad (\text{Eq. 6})$$

onde: σ_t é a tensão de tração, P é a força aplicada por unidade de espessura do cilindro (Figura 12) e D é o diâmetro do cilindro.

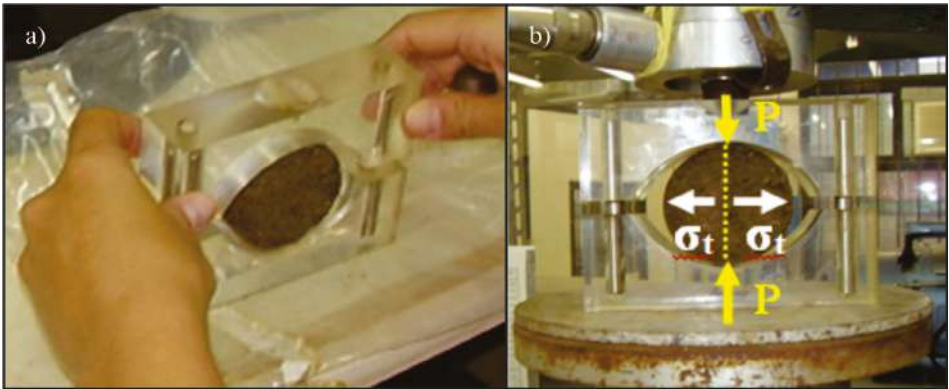


Figura 12 – Disposição do corpo de prova no molde (esquerda) e colocação na prensa (direita).

3. ENSAIOS DE CAMPO E DE LABORATÓRIO PARA DETERMINAÇÃO DAS TAXAS DE EROSÃO DO SOLO

A determinação das taxas de erosão tem um grande significado para o planejamento dos recursos e o desenvolvimento do meio ambiente. Altas taxas de erosão removem grandes quantidades de solo, impactando a preservação dos recursos naturais, as áreas urbanas e reduzindo a produtividade em áreas agrícolas.

A intensidade da erosão do solo é afetada por dois principais fatores: a erosividade da chuva e a erodibilidade do solo, sendo a erodibilidade do solo o fator de maior interesse no meio geotécnico. A realização de experimentos para quantificar esses fatores é de fundamental importância para a previsão da erosão e para o planejamento do uso do solo, tendo em vista que a respectiva análise possibilita avaliar o grau de energia e a suscetibilidade de ocorrência dos processos erosivos, além de fornecer dados quantitativos para modelos matemáticos, criados para compreender a formação e a evolução de processos erosivos.

Existem diversas técnicas para se determinar a evolução das erosões laminar e linear (sulcos, ravinas e voçorocas), porém, a escolha vai depender das condições locais, tais como: posição geográfica, tipo de solo, clima, recursos econômicos disponíveis e outras características físico-ambientais consideradas relevantes para o tema. Este item descreve sobre ensaios de campo e de laboratório para a estimativa da erosividade da chuva e da erodibilidade do solo superficial.

3.1 Ensaio de Inderbitzen

O ensaio de Inderbitzen foi originalmente proposto por Anton L. Inderbitzen, em 1961, em sua publicação *An erosion test for soils* para estudar a erosão superficial do solo. A forma mais frequente para se analisar a erosão dos solos é por meio das propriedades físicas e químicas e de agentes condicionantes externos; nesse sentido, o ensaio busca simular situações de campo para quantificar a erodibilidade, sendo conhecido, no meio geotécnico, como ensaio de Inderbitzen (erosômetro ou ainda ensaio de erosão). A Figura 13a apresenta uma ilustração do aparelho Inderbitzen.



Figura 13 – Inderbitzen: a) Desenho esquemático do aparelho; b) Controle de Vazão (Nacinovic, 2009)

O ensaio de Inderbitzen é realizado em laboratório e ainda não é normatizado, no entanto, tem sido considerado bastante promissor por diversos pesquisadores. No Brasil, o ensaio foi realizado, pela primeira vez, por Rego, em 1978, com o objetivo de estudar a erosão superficial em taludes no Rio de Janeiro. Depois da experiência, o ensaio de Inderbitzen foi realizado por Rodrigues, em 1982, para estudos de voçorocas da região centro-leste do estado de São Paulo (Jacintho *et al.*, 2006).

O ensaio de Inderbitzen simula um escoamento superficial sobre um corpo de prova, em que a perda de solo é quantificada em intervalos de tempo pré-determinados, porém, não simula o fenômeno da desagregação por salpicamento de partículas, por exemplo, devido ao impacto da água da chuva. O equipamento é composto por uma rampa hidráulica com inclinação variável, com um porta amostra no centro ou no final da rampa, onde deve ser colocada uma amostra de solo que será submetida a um fluxo superficial. A amostra de solo pode ser ensaiada na condição indeformada ou deformada e em solo na umidade

natural, seco ao ar ou saturado (Camapum de Carvalho *et al.*, 2006). Os ensaios podem ser executados com a medição da sucção do solo ao longo do tempo e ao longo da altura do corpo-de-prova, conforme proposto por Oliveira *et al.* (2021). Durante o ensaio, deve ser controlada a vazão do fluxo e verificada a duração do escoamento. Um esquema básico de controle de vazão é apresentado na Figura 13b.

Na erosão superficial, o poder erosivo da água e sua capacidade de transporte dependem da densidade e velocidade do escoamento da água, da espessura da lâmina d'água e da inclinação da vertente; o ensaio de Inderbitzen busca considerar esses fatores. Ao longo dos anos, alguns pesquisadores propuseram mudanças no aparelho Inderbitzen na tentativa de simular o efeito do escoamento superficial sobre o solo (Fácio, 1991; Santos, 1997; Lafayette, 2006; Aguiar, 2009; Gonçalves e Silva (2019); Oliveira *et al.* (2021) e Bezerra (2022). As mudanças são em relação a: largura e comprimento da rampa, formato dos corpos de prova e metodologia de ensaio na definição de vazão, utilização de grelha para apoio e contato da água com os corpos de prova, intervalos de tempo de medição de perdas de massa e inclinação, medição de sucção ao longo do ensaio.

A limitação do ensaio original consiste em não considerar o efeito da erosão por salpicamento. No entanto, para solos com uma eficiente cobertura vegetal, o efeito do impacto das gotas de chuva não é tão relevante, e a limitação supracitada não é significativa. Um cuidado importante é com relação à profundidade de coleta da amostra, recomendando-se não ser superior a 25 cm para o estudo do escoamento superficial, pois há alguma influência da profundidade de coleta da amostra, cujo efeito ainda deve ser pesquisado.

Quanto ao material da rampa, tem sido normalmente utilizada uma chapa metálica, porém, rampa de policloreto de polivinila (PVC) e com revestimento de fórmica também já foram utilizadas. Ensaios em rampa revestida com borracha de etil vinil acetato (EVA) estão sendo realizados em pesquisas incipientes na Universidade Federal do Cariri, interior do Ceará, com o objetivo de proporcionar à rampa um coeficiente de rugosidade mais próximo do solo. O diâmetro do molde onde é posicionada a amostra de solo normalmente tem sido utilizado com 10 cm de diâmetro ou 10 cm de largura. O cilindro que recebe a amostra para posicioná-la no orifício da rampa pode ter uma base ajustável, permitindo utilizar o mesmo corpo de prova para vários ensaios. Vale ressaltar que alterações no diâmetro do molde, assim como mudanças no seu formato, vão impactar no resultado do ensaio devido ao efeito de bordo, que aliás interfere nos próprios resultados obtidos quando se utiliza o orifício convencional com 10 cm de diâmetro.

3.1.1 Procedimentos metodológicos de execução do ensaio

Inicialmente, molda-se o corpo de prova e coloca-se o material no cilindro, submetendo-se a uma inundação prévia ou saturação por capilaridade, para o caso de ensaio em amostra saturada. O intervalo de tempo de inundação dependerá do tipo de solo. Para solos de textura predominantemente arenosa, o tempo de saturação normalmente ocorre em menos de uma hora. Para a avaliação da erodibilidade em solos não saturados, recomenda-se o controle da sucção do solo, simulando-se as condições de campo, visto que esse fenômeno interfere nos resultados obtidos. O item 4.1 apresenta a metodologia utilizada para considerar a influência da sucção inicial do solo nos ensaios de Inderbitzen.

Após a preparação do corpo de prova, acopla-se o cilindro na rampa do aparelho, introduzindo-se a amostra no orifício de forma a coincidir a superfície do corpo de prova com a superfície da rampa. Em seguida, o corpo de prova é submetido a um escoamento superficial por meio de um fluxo de água constante, que pode ser alimentado por meio de uma rede hidráulica e controlado por meio de um registro. Medindo-se previamente o volume de água em um intervalo de tempo, obtém-se a vazão estimada para realização do ensaio.

Fácio (1991) propôs uma padronização para o ensaio de Inderbitzen, objetivando comparar a erodibilidade do solo saturado da seguinte forma: vazão do escoamento de 50 ml/s; inclinação da rampa de 10°; tempo mínimo de ensaio de 20 minutos; amostra saturada por 15 minutos.

Apesar da proposta de Fácio (1991), algumas pesquisas foram realizadas com fatores distintos. Lima (1999) e Santos (1997) realizaram ensaios de Inderbitzen com tempo de 30 minutos e Almeida (2014) usou tempo de 1 hora, visto que alguns solos demandam mais tempo para estabilizar a perda do solo. Bastos (1999) e Lafayette (2006) realizaram ensaios em diferentes vazões e inclinações de rampa na tentativa de simular as condições do campo. Apesar das variações dos fatores, as pesquisas mostraram que a maior taxa de erodibilidade do solo ocorre nos primeiros 5 minutos do ensaio.

Segundo Bastos (1999), os resultados obtidos nesse tipo de experimento se diferem muito quando executados em diferentes durações, uma vez que essa condição está intimamente ligada à variação das propriedades do escoamento sobre a amostra, devido à mudança constante da superfície do corpo de prova como consequência do processo de destacamento. Dessa forma, Oliveira *et al.* (2021) verificaram que o tempo ideal para obtenção dos parâmetros de erodibilidade do solo está situado no trecho inicial aproximadamente retilíneo da curva de erosão acumulada ao longo do tempo, visto que, nesse trecho, o ensaio é representativo e segue condições homogêneas.

No início do escoamento superficial, registra-se o tempo inicial do ensaio, e, em intervalos de tempo pré-determinados, recolhem-se os materiais erodidos por meio de um conjunto de baldes e peneiras ou geossintéticos, conforme executado por Alves (2019). Esses materiais são peneirados numa malha de 0,075 mm (#200) e obtidos seus pesos úmidos. Em seguida, os materiais são colocados para secagem em estufa, por um período de 24h, para a posterior determinação dos pesos secos. Após a realização do ensaio com uma determinada vazão, a superfície do corpo de prova é regularizada e realiza-se o ensaio com outras vazões. Para considerar o material fino que não é retido na #200, Nacinovic (2009) determinou o peso dos sedimentos em suspensão utilizando um densímetro.

Outra forma de estimativa dos sedimentos passantes na #200 foi proposta por Almeida (2014), que realizou a lavagem dos grãos retidos na #200 e em seguida comparou os resultados com a curva granulométrica sem defloculante, estimando a porcentagem de finos carregados menores do que 0,075 mm.

3.1.2 Estimativa da taxa de erodibilidade

A taxa de erodibilidade (K) e a tensão cisalhante hidráulica crítica (τ_c) podem ser obtidas utilizando-se o modelo *Water Erosion Process Project* (WEPP), iniciado nos estudos de Foster (1982). Nesse modelo, plota-se um gráfico Tensão Cisalhante Hidráulica

(τ_h) *versus* taxa de erosão do solo (por unidade de área e tempo de ensaio), em que K será o valor do coeficiente angular da equação da reta que melhor ajuste os pontos desse gráfico, como mostra a Figura 14, e τ_c é a tensão máxima na qual a perda de massa do solo é zero. Bryan (2000) cita que a erodibilidade apresenta variabilidade temporal e espacial e, por isso, foi definida como uma variável de longo prazo em vez de um índice de resposta em eventos específicos de precipitação.

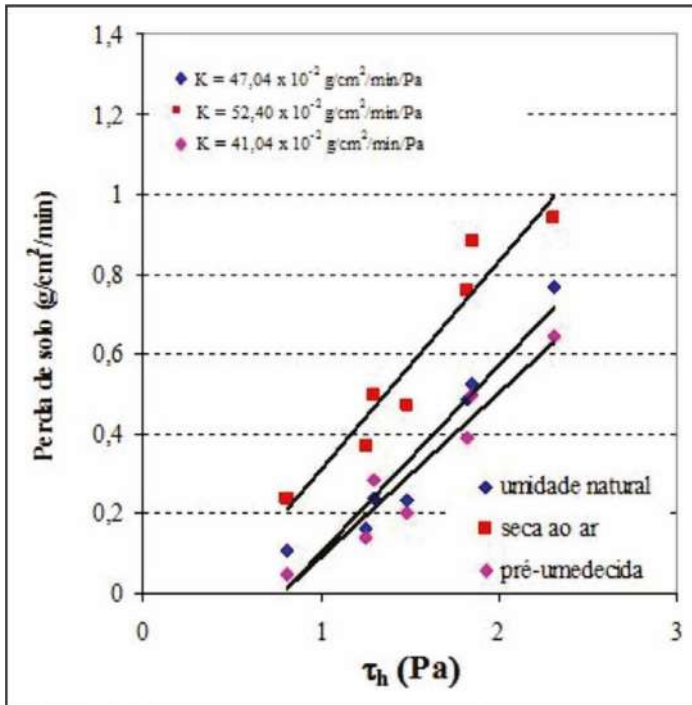


Figura 14 – Tensão Cisalhante Hidráulica (τ_h) *versus* Perda do Solo (Lafayette, 2006)

Com relação à classificação da erodibilidade, Bastos (1999) propôs uma divisão em três principais classes:

- Alta erodibilidade ($K > 0,1 \text{ g/cm}^2/\text{min/Pa}$);
- Média erodibilidade ($0,1 \geq K \geq 0,001 \text{ g/cm}^2/\text{min/Pa}$);
- Baixa erodibilidade ($K < 0,001 \text{ g/cm}^2/\text{min/Pa}$).

Os valores da perda do solo são obtidos diretamente do ensaio de Inderbitzen, e os valores das tensões cisalhantes hidráulicas podem ser obtidos conforme a Equação 7.

$$\tau_h = \gamma_w \times h \times d \quad (\text{Eq. 7})$$

onde: γ_w é o peso específico da água (kN/m^3), h é a altura da lâmina de fluxo (m) e d é a declividade da rampa ($^\circ$).

No ensaio de Inderbitzen, a altura da lâmina de água pode ser estimada a partir da velocidade de escoamento do fluxo hídrico. Essa velocidade é facilmente obtida utilizando-se um corante no líquido e medindo-se o tempo necessário para que ele percorra um determinado trecho da rampa. Conhecendo-se a vazão de escoamento, a velocidade e a largura do canal e aplicando-se a Equação da Continuidade de um fluido, pode-se encontrar a altura da lâmina do fluxo (m). Matematicamente, a expressão está apresentada na Equação 8.

$$Q = (l \times h) \times v \quad (\text{Eq. 8})$$

onde: Q é a vazão (m³/s), l é a largura do canal (m), h é a altura da lâmina de fluxo (m) e v é a velocidade do escoamento (m/s).

3.2 Parcelas hidroerosivas

A parcela hidroerosiva ou parcela de erosão é uma parcela experimental utilizada em estudos de processos erosivos para medir o escoamento superficial e a produção de sedimentos. A parcela hidroerosiva consiste, basicamente, de uma área experimental delimitada por folhas de flandres cravadas a uma profundidade de 10 cm com o objetivo de reter a água da chuva dentro dos limites da parcela e evitar o respingo de gotas de fora para dentro. O escoamento superficial é recolhido em uma calha e conduzido a um recipiente ou um amostrador tipo roda Coshocton para ser mensurado (Figura 15 e Figura 16). É fundamental equipar a parcela de erosão com uma estação meteorológica com capacidade de medição em intervalos de 5 minutos para se avaliar a intensidade máxima de precipitação em 30 min (I₃₀).

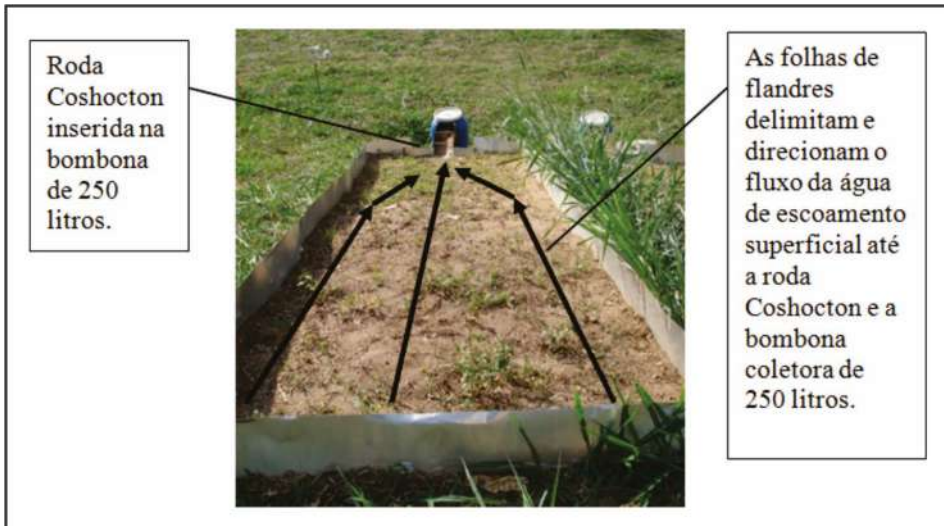


Figura 15 – Direcionamento da água de escoamento superficial na parcela hidroerosiva (Nacinovic, 2013)

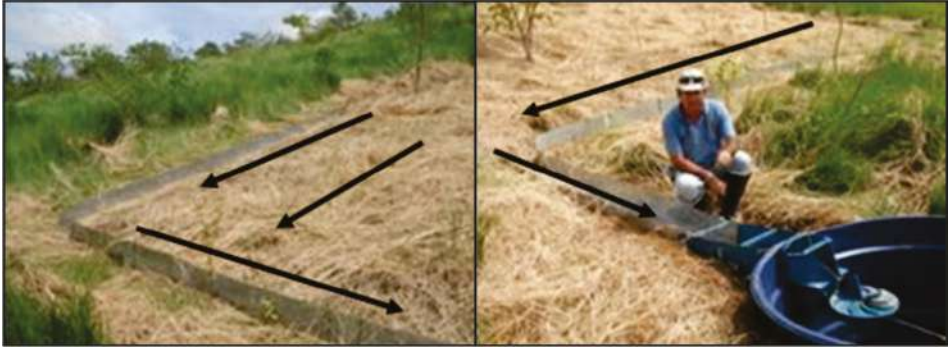


Figura 16 – Folhas de flandres usadas para o direcionamento do fluxo da enxurrada (Nacinovic, 2013)

Pesquisas relativas à erosão e ao escoamento superficial requerem amostradores para quantificar o volume escoado devido ao coeficiente de *runoff* e a produção de sedimentos. A captação de toda a água de escoamento superficial, mediante tempestades, em parcelas hidroerosivas acima de 40 m² é inviável pelo grande volume de água gerado. Por isso, equipamentos que coletam somente alíquotas do escoamento superficial foram projetados, como a roda Coshocton e o sistema divisor tipo Geib. A roda Coshocton, também denominada de roda amostradora de enxurrada, consiste em um vertedouro que conduz e controla a vazão da água de escoamento superficial para uma roda, com uma abertura elevada, apoiada em um eixo levemente inclinado. O jato de água preenche lacunas em espiral na roda, que propulsiona um movimento giratório. Toda vez que a ranhura da roda intercepta o jato de água, uma porção de água de escoamento superficial é coletada. A roda e a abertura foram confeccionadas de forma a coletar uma alíquota da água de escoamento superficial (0,5% ou 1%) (Figura 17).



Figura 17 – Roda Coshocton (Nacinovic, 2013)

O sistema divisor tipo Geib consiste no arranjo de duas caixas receptoras de escoamento superficial, em que a segunda caixa coleta uma fração alíquota do vazamento da

primeira. Nesse sistema, a primeira caixa receptora serve como tanque de sedimentação. Nessa caixa, é instalado o divisor tipo Geib, por meio da confecção de uma janela, por exemplo, de 15 x 30 cm, com um receptor com 1 cm de abertura acoplado ao segundo reservatório por um tubo de aproximadamente (1 1/2"). Por causa da abertura da janela, o primeiro reservatório fica com sua capacidade de armazenamento reduzida. A segunda caixa recebe uma alíquota da água que transborda da primeira (Figura 18 e Figura 19). O cálculo da quantidade total de volume de enxurrada é dado pela Equação 9:

$$E_s = \frac{\left[V_1 + \left(\frac{1}{a} * V_2 \right) \right]}{A_p} \quad (\text{Eq. 9})$$

onde: E_s é o escoamento superficial (mm), V_1 é o volume reduzido da primeira caixa receptora (L), a é a alíquota da água que transborda da primeira caixa receptora, V_2 é o volume medido na segunda caixa receptora (L) e A_p é a área da parcela hidroerosiva (m^2).

Por exemplo, no caso de uma parcela erosiva com área (A_p) de $1.000 m^2$, em que o volume reduzido da primeira caixa (V_1) seja de 270 L e a alíquota da água que transborda da primeira caixa receptora (a) seja de $1/30$ e o volume mensurado de escoamento superficial na segunda caixa receptora (V_2) tenha sido de 100 L, o escoamento superficial seria de 3,27 mm.



Figura 18 – Roda Coshocton inserida na 1ª caixa de sedimentação cheia e transbordando para a 2ª caixa (Nacinovic, 2013)

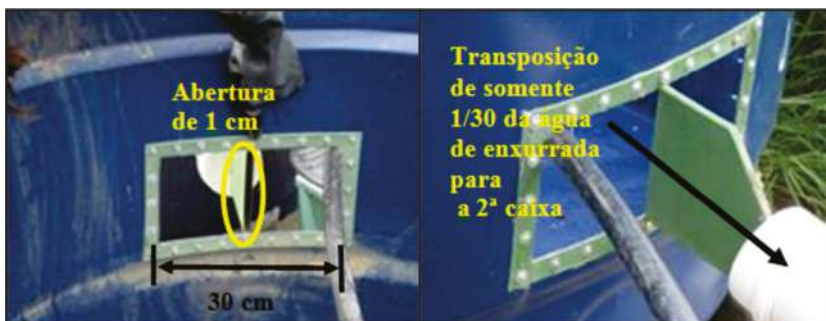


Figura 19 – Coleta de enxurrada com sistema divisor tipo Geib com adaptações (Nacinovic, 2013)

A produção de sedimentos é quantificada em laboratório por amostras dessas alíquotas. A análise de sedimentos segue a Standard Methods 2540 B (APHA (2005a) para amostras de água de escoamento superficial com concentração de sedimentos acima de 200 mg L^{-1} (Método de Evaporação) com ajustes – por exemplo, podem-se utilizar potes plásticos de 250 mL por serem mais fáceis de se manusear e transportar e, nesse caso, evaporar a 60°C , para não avariar os plásticos. As amostras são coletadas diretamente nos receptores da roda Coshocton e nas caixas de sedimentação, evitando-se, assim, mais uma etapa de amostragem (técnica de pipetagem), que está sujeita a erro. No caso de concentrações menores do que 200 mg L^{-1} , adota-se a Standard Methods 2540 D (APHA 2005b), que preconiza a filtração da amostra – Método de Filtração (Figura 20). A metodologia da filtração da amostra está discriminada em detalhes por Nacinovic (2013).

A análise granulométrica dos sedimentos pode ser realizada por meio de um granulômetro a laser. A análise da água de escoamento superficial no granulômetro tem duração de 15 min e o procedimento é dado em Nacinovic (2013).



Figura 20 – Kitassato com bomba a vácuo e papel filtro P40 no processo de filtração da amostra de água de escoamento superficial (Nacinovic, 2013)

Mendes (2006) cita a importância de se padronizar os métodos de medição de erosão em escoamento superficial com a finalidade de se correlacionar os resultados com outras pesquisas. As dimensões de parcelas hidroerosivas mais utilizadas são:

- $2 \times 5 \text{ m} = 10 \text{ m}^2$ – tipo Gerlach
- $1,8 \times 22 \text{ m} = 40 \text{ m}^2$
- $4 \times 25 \text{ m} = 100 \text{ m}^2$

Experimentos com parcelas hidroerosivas permitem realizar vários estudos comparativos de diferentes manejos de solo e coberturas vegetativas em relação ao processo erosivo (Figura 21). Mendes *et al.* (2011) obtiveram produções de sedimentos elevados de 30 a 40 $\text{ton ha}^{-1} \text{ ano}^{-1}$ e escoamentos superficiais de 250 a 300 $\text{m}^3 \text{ ha}^{-1} \text{ ano}^{-1}$ em uma parcela hidroerosiva em uma região montanhosa com olericultura, devido a pouca cobertura vegetal do solo nesse tipo de cultivo. Os menores valores de produção de sedimentos foram em parcelas hidroerosivas de pousio de um ano e meio (1,32 ton ha^{-1} em Jan/2003) e três anos de pousio (0,9 ton ha^{-1} em Mar/2004). Pode-se concluir, nesse trabalho com parcelas hidroerosivas, que a forma de produção agrícola sustentável na região montanhosa é o sistema agroflorestal de pousio.



Figura 21 – Três parcelas hidroerosivas instaladas com coberturas de solo diversificadas (Nacinovic, 2013)

Embora os resultados mostrados na Figura 21 possam parecer contraditórios com o esperado, pois a resistência do solo tende a aumentar com o aumento da sucção, dois fatores conduzem a tais resultados: a perda de coesão aparente, tornando o solo não resistente às forças trativas oriundas do fluxo superficial, e o surgimento de pressão neutra positiva na fase ar, pressão que ao ultrapassar a resistência ao cisalhamento do solo libera os grãos, possibilitando o seu arraste pela água que flui na superfície.

Nacinovic *et al.* (2014) compararam a produção de sedimentos em diferentes manejos de solo e cobertura vegetativas na região serrana do Rio de Janeiro, em quatro parcelas de erosão com os seguintes tratamentos: olericultura, pastagem, área de recuperação florestal e floresta.

A erosão em um período de 11 meses atingiu valores de 14.779 kg ha⁻¹ na parcela com olericultura; 4,55 kg ha⁻¹ na pastagem; 25,01 kg ha⁻¹ na área de recuperação florestal; e 0,61 kg ha⁻¹ na floresta. Esse trabalho permite uma reflexão sobre a sustentabilidade do atual sistema de produção olerícola nessa região.

3.3 Ensaio com simulador de chuva

A utilização de simuladores de chuva no campo ou laboratório permite determinar as perdas de solo, água e nutrientes, formação do encrostamento, infiltração de água e lixiviação de compostos ou metais em solos. Em campo, podem ser montadas parcelas cercadas por chapas de aço galvanizado ou folhas de flandres, o que possibilita o estudo de diferentes classes de solo, coberturas vegetais e sistemas de manejo. Em campo, usa-se, com frequência, uma estação meteorológica instalada próxima às parcelas. Em laboratório, podem ser construídas parcelas móveis, onde podem ser verificadas perdas de solo, além de nutrientes, amostras de lixiviados e metais pesados.

Esse método tem sido muito utilizado na área da agronomia, em estudos de conservação e manejo do solo e da água. No entanto, pesquisadores da área de geotecnia têm realizado algumas experiências, pois esse procedimento traz algumas vantagens, estando, entre elas: a) redução do tempo do experimento, quando comparado com os realizados com a chuva natural; b) redução do custo do experimento; c) maior controle das condições do experimento – quando se realiza com chuvas naturais, há grande variabilidade temporal e espacial na distribuição das gotas dentro do mesmo evento de chuva; d) possibilidade de repetição do ensaio sob condições idênticas – a repetição dos vários eventos de chuva de diferentes intensidades e energia cinética é uma das principais vantagens do ensaio. A principal desvantagem dos simuladores em campo está na dificuldade de transporte, operação, controle do vento, da chuva natural e do suprimento de água (Morgan, 2005; Guerra, 1991).

As dimensões do simulador de chuva dependem das características locais onde será realizado o experimento; por esse motivo, elas podem diferir de equipamento para equipamento, mas a forma de execução é bem semelhante. O estudo das chuvas naturais e simuladas deve ser realizado de forma conjunta, pois as características da chuva natural são de grande importância na escolha do tipo de simulador.

Bezerra Neto (2014) utilizou um simulador de chuva capaz de reproduzir tamanhos de gotas e níveis de energia cinética semelhantes às da chuva natural (Figura 22). Esse simulador é constituído por uma estrutura metálica retangular apoiada em quatro hastes de alturas reguláveis, ficando a uma distância 3,1 m da superfície do solo.

As parcelas possuem uma área de 3 m², com dimensões de 1 m × 3 m, com maior dimensão no sentido do declive. As parcelas são construídas com chapas metálicas com 20 cm de altura, dos quais 10 cm ficam cravadas no solo e, na parte inferior, é colocada uma calha para coletar o material. Essa calha é composta por um tubo de PVC com diâmetro de 100 mm e comprimento de 1 m, instalado no mesmo nível da superfície do solo.

A intensidade de chuva para cada simulação pode ser determinada pela relação entre a lâmina média de água obtida pelo monitoramento do volume de água coletado em pluviômetros dispostos ao redor da parcela. Após cada simulação, o conteúdo de cada

pluviômetro pode ser medido em uma proveta graduada de 1000 ml. Com os resultados de cada ponto, é possível obter a intensidade pluviométrica média na parcela a partir da Equação 10.



Figura 22 – Estrutura do simulador de chuva (Bezerra Neto, 2014)

$$I = \frac{V_{pl}}{A_{pl} \cdot t_e} \quad (\text{Eq. 10})$$

onde: I é a intensidade pluviométrica (mm/h), V_{pl} é o volume captado em cada pluviômetro (ml), A_{pl} é a área da seção transversal dos pluviômetros (cm^2) e t_e é o tempo total de duração do evento (h).

A perda de solo para cada evento é determinada pela pesagem do material coletado durante 10 s, a cada 5 min. O material coletado é armazenado em potes plásticos; em seguida, é pesado e deixado em repouso durante 24 horas. Posteriormente, o sobrenadante é succionado, e os potes são levados para secagem em estufa a 65°C , durante 72 horas. Em seguida, os potes são pesados com o solo seco. As taxas de perdas de solo são obtidas pela Equação 11.

$$P_s = \frac{\sum Q \cdot C_s \cdot t}{A} \quad (\text{Eq. 11})$$

onde: P_s é a taxa de perda de solo (kg/ha), Q é a vazão (l/s), obtida a partir da divisão do volume coletado (l) pelo tempo de duração da coleta (10 s), C_s é a concentração de sedi-

mento (kg/l), obtida a partir da divisão da massa de solo seco pelo volume da enxurrada (l); t é o intervalo entre as coletas (300 s) e A é a área da parcela (ha).

Por fim, a taxa de desagregação do solo é determinada pela Equação 12.

$$D = \frac{M_{ss}}{A_p \cdot D_c} \quad (\text{Eq. 12})$$

onde: D é a taxa de desagregação do solo (kg/m²/s), M_{ss} é a massa do solo seco desagregado (kg), obtida a partir da diferença entre a massa do pote com solo seco e a massa do pote vazio, A_p é a área da parcela em m² e D_c é a duração da coleta (10 s).

Na agronomia, Bagatini *et al.* (2011) conduziram experimentos utilizando simuladores de chuva do tipo braços rotativos em Eldorado do Sul (RS), com intensidade de chuva constante, com o objetivo de avaliar o efeito da mudança no tipo de uso da terra (pastagem nativa para culturas em fileiras). Santos (2013) utilizou o simulador de chuva, no qual as taxas de erosão em entressulcos foram determinadas considerando-se os seguintes tratamentos: caatinga semiarbustiva, resíduos herbáceos (serrapilheira) e solo descoberto.

Mendes *et al.* (2021) desenvolveram um simulador de chuva instrumentado com sensores de umidade e sucção para estudos do processo de infiltração e geração de escoamento em solos não saturados. O equipamento é composto por estrutura metálica, caixa de acrílico, sistema hidráulico e sistema de automação. O equipamento possui a opção de regulagem para inclinações de 0°, 2°, 5°, 14°, 25° e 45°. O sistema hidráulico consiste em uma bomba d'água centrífuga que bombeia a água de um reservatório de plástico para o aspersor por meio de uma tubulação de PVC, possuindo manômetros e sensores para a automação do sistema. Para a aquisição dos dados são utilizados sensores de pressão absoluta (0 a 10 bar), microcontrolador do tipo Arduino e inversor de frequência. Nesse equipamento, os ensaios são realizados em amostras compactadas entre duas a quatro camadas, e os sedimentos carregados pela ação da chuva simulada serão captados em intervalo de tempo pré-determinados. Ao longo do ensaio, a variação de sucção e umidade são medidos por meio de sensores de umidade e tensiômetros, e a água escoada coletada nos baldes é pesada por meio de uma balança. Após o ensaio, os baldes com o material coletado ficam em repouso por cerca de 24 a 48 horas, para que o material carregado sedimente e seja transferido para bandejas metálicas e levado para secar em estufa. Dessa forma, tem-se a variação de produção de sedimentos e do escoamento/ infiltração da água ao longo do tempo.

4. PROCESSOS EROSIVOS EM SOLOS NÃO SATURADOS

Em regiões tropicais, o processo erosivo inicia-se em solo não saturado, passando à condição saturada apenas em estágios avançados de evolução. A sucção exerce papel importante no comportamento mecânico dos solos não saturados e na resistência ao processo de erosão. Em geral, observa-se que os solos mais erodíveis são aqueles que apresentam maior perda de coesão com o umedecimento e a inundação, sendo mais vulneráveis ao destacamento de partículas por cisalhamento hidráulico (Bastos, 1999).

Além disso, segundo Jacintho *et al.* (2006), em um perfil de solo, caso a fase ar seja contínua, a lâmina de água superficial impedirá a saída de ar do solo, aumentando significativamente a pressão positiva, conseqüentemente, resistindo à infiltração da água e aumentando o escoamento superficial. Tal fato é evidenciado no início do período chuvoso sob as condições climáticas reinantes na região do Cerrado, que apresenta duas estações quentes bem definidas, uma seca e outra chuvosa. Esse fato foi observado nos ensaios de Inderbitzen realizados em amostras de solos do sul do Ceará, região do semiárido nordestino, descrito no trabalho de Bandeira *et al.* (2021). Os autores relatam que os ensaios realizados em corpos de prova de solo, na condição de umidade natural, apresentaram maior perda de massa quando comparados aos ensaios realizados em corpos de prova previamente inundados, e concluíram que o baixo grau de saturação dos solos dificulta o processo de infiltração da água, aumentando, conseqüentemente, o escoamento superficial. Além da perda de massa, que pode ocorrer no caso do escoamento superficial, um fator importante a ser observado é a possibilidade de solapamento de bases de taludes devido a sua ruptura estrutural. Segundo Jacintho *et al.* (2006), eventos pluviométricos intensos em encostas e taludes podem provocar rápido aumento de pressões positivas de ar. Nesse caso, a ruptura é provocada por causa do fluxo d'água desenvolvido aproximadamente paralelo à superfície da encosta devido à ocorrência de uma camada que pode ser instabilizada, situada sobre um horizonte menos permeável (por exemplo, horizonte B textural em argissolos), o que provoca, dessa forma, um brusco aumento de poropressões positivas.

A ruptura estrutural do corpo de prova ocorre se a fase ar for contínua, pois o efeito da sucção envolve todo o corpo de prova, reduzindo seu volume. Essa redução de volume aumenta, conseqüentemente, a poropressão positiva de ar, tornando-a superior à coesão do solo. Esse fenômeno de ruptura estrutural não tende a ocorrer quando a fase ar é descontínua nem quando a inundação é parcial, pois a variação da sucção é mínima para o primeiro caso, e, no segundo caso, há tempo de o ar ser expulso do solo à medida que ocorre a ascensão capilar.

A seguir, são discutidos como a sucção influencia a perda de massa dos solos e a sua estabilidade estrutural quando inundado por meio de resultados de ensaios para estudo de erodibilidade. Para isso são apresentadas as metodologias utilizadas para usá-los em estudos em solos não saturados.

4.1 Ensaios geotécnicos aplicados ao estudo da erodibilidade de solos tropicais não saturados

Conforme comentado nos itens 2.2 e 3, diversos ensaios geotécnicos são utilizados para analisar a erodibilidade dos solos. No entanto, para considerar o efeito da sucção, esses ensaios são adaptados. Em geral, para o estudo de erodibilidade de solos não saturados, são realizados ensaios de Inderbitzen, ensaios de desagregação, ensaios de absorção de água e perda de massa por imersão, ensaio de compressão diametral e cisalhamento direto. A seguir, são apresentadas as modificações necessárias na execução desses ensaios quando se pretende considerar a influência da sucção.

A principal alteração consiste na preparação do corpo de prova. As amostras não são ensaiadas apenas saturadas ou inundadas, mas em diferentes condições de umidade e sucção. Os valores de umidade e sucção são definidos a partir de dados de campo.

Para a obtenção dos diferentes valores de teores de umidade, a amostra inderformada retirada em campo é submetida a umedecimento ou secagem. Para a obtenção de valores inferiores à umidade de campo, as amostras são dessaturadas ao ar. Para a obtenção de valores superiores à umidade de campo, as amostras são umedecidas por gotejamento de água, infiltração por carga hidráulica, ou por ascensão capilar. Tanto na secagem quanto no umedecimento, os teores de umidade são controlados pela pesagem do corpo de prova.

Os ensaios podem ser executados em equipamentos instrumentados com tensiômetros, conforme apresentado por Oliveira *et al.* (2021). Quando os ensaios são feitos com teores de umidade distintos, é necessária a construção da curva de retenção do solo para poder estimar os valores de sucção a partir dos valores de umidade. Os métodos de construção da curva de retenção são descritos no Capítulo 10.

Outra alternativa é a preparação dos corpos de prova em distintos valores de sucção. Nesse caso, faz-se uso da Câmara de Pressão de Richards. Essa câmara é hermeticamente fechada e contém, em seu interior, uma placa porosa que possui alto valor de entrada de ar (geralmente, de 5 a 15 bar). A essas placas, são acoplados canos por onde a água escoar para fora do compartimento por meio de imposição de pressão de ar. A pressão de ar imposta é o valor de sucção desejado. Assim, as amostras nas quais serão executados os ensaios são levadas previamente à câmara para atingir o valor de sucção de ensaio.

Com a preparação das amostras com distintos teores de umidade e sucção, são executados os ensaios de erodibilidade (Indebitzen, desagregação e ensaios de absorção de água e perda de massa por imersão), utilizando-se as metodologias de ensaios descritas nos itens 2.2 e 3.1. O primeiro ensaio permite verificar como a sucção altera os valores de perdas de massa do solo, e os dois últimos ensaios mostram a influência da sucção na estabilidade estrutural das amostras quando submetidas à imersão em água.

Segundo Bastos (1999), a perda de massa de solo está relacionada à variação da coesão (Δc), que é um parâmetro que indica a suscetibilidade à redução da coesão durante um evento pluviométrico que provoque a saturação do solo. Essa condição é suposta ocorrer na superfície do terreno quando estabelecida a condição de fluxo superficial. Esse parâmetro é obtido por meio da Equação 13.

$$\Delta c = \frac{c - c'}{c} \quad (\text{Eq. 13})$$

onde: c é a coesão do solo no teor de umidade/sucção do solo e c' é a coesão saturada.

Esse parâmetro pode ser estimado ao longo da faixa de sucção verificada em campo antes de um evento chuvoso, em função dos dados de resistência obtidos em ensaios com controle de sucção. Ele pode, ainda, ser estimado a partir de situações pontuais de umidade/sucção de campo anteriores a um evento chuvoso, referentes aos ensaios de cisalhamento direto convencionais realizados na condição de umidade/sucção natural.

As metodologias de preparação das amostras com distintos teores de umidade e sucção são descritas acima. Nesses casos, a realização dos ensaios segue a norma internacio-

nal da ASTM D3080 (2004) *Standard Test Method for Direct Shear Test of Soils Under Consolidated Drained Conditions*.

Ao se fazer o ensaio com controle de sucção, utiliza-se um equipamento constituído de uma câmara de compressão por ar comprimido que tem instalado, no seu interior, uma caixa de cisalhamento bipartida, movimentada pelo controle externo de um motor elétrico. A câmara de compressão permite a imposição da sucção (u_a-u_w) pela técnica de translação de eixo. A técnica de translação de eixos consiste em mudar a referência da pressão atmosférica por meio da imposição artificial de pressão de ar nos contornos do solo. Dessa forma, a pressão negativa de água no solo aumenta de igual valor da pressão de ar imposta, admitindo-se a incompressibilidade da água e das partículas sólidas.

4.2 Influência da sucção na perda de massa de solos

Para analisar a influência da sucção na perda de massa de solos, Almeida *et al.* (2015) executaram ensaios de Inderbitzen em amostras de latossolo e cambissolo situados em regiões próximas ao município de Goiânia. Os ensaios foram realizados com corpos de provas com distintos teores de umidade, e a sucção foi determinada por meio do uso da curva de retenção de água dos solos. Em geral, observou-se o aumento de massa total erodida com o aumento da sucção inicial do solo e uma posterior redução, quando o valor de sucção se encontra no trecho referente à microestrutura da curva de retenção, ou seja, quando o valor da sucção ocorre devido ao fenômeno de adsorção e, portanto, não há meniscos capilares atuando nas interfaces interagregados. Dessa forma, o processo de escoamento não rompe meniscos, ou seja, não há alteração na coesão do solo.

Bastos (1999) apresentou valores das taxas de erodibilidade (K) de solos arenosos e siltosos da Região Metropolitana de Porto Alegre para amostras secas ao ar na umidade natural de campo e pré-umedecidas. Os resultados mostram, exceto para duas amostras, um aumento do parâmetro K com a diminuição do teor de umidade do solo. O autor também apresentou a relação entre Δc (parâmetro que retrata a variação da coesão pelo fluxo de água superficial) e a taxa de erodibilidade dos solos. Os resultados indicam que os solos cuja coesão reduz-se significativamente com o umedecimento pela ação do fluxo superficial (> 85%) são aqueles mais suscetíveis à erosão e associados a processos de erosão hídrica acelerada. Segundo o autor, os solos mais erodíveis são aqueles que, no intervalo entre dois eventos pluviométricos, apresentam como mais importante parcela de resistência ao cisalhamento, capaz de garantir a estabilidade na superfície da encosta ou do talude, o ganho de coesão pela sucção matricial.

4.3 Influência da sucção na estabilidade estrutural de solos

Para analisar a influência da sucção na estabilidade estrutural de solos, Almeida *et al.* (2015) executou ensaios de desagregação em amostras de latossolo e cambissolo situados em regiões próximas ao município de Goiânia. Os ensaios foram realizados com corpos de provas com distintos teores de umidade, e a sucção foi determinada por meio do uso da curva de retenção de água dos solos. A Figura 23 e 24 ilustram a evolução dos resul-

tados dos ensaios de desagregação por imersão total e parcial, respectivamente, em cinco corpos de prova, apresentando diferentes suções iniciais para uma determinada amostra de cambissolo.



Figura 23 – Procedimentos realizados no ensaio de desagregação por imersão total da amostra de Cambissolo; (a) CPs pré-ensaio; (b) CPs submergidos; (c) término do ensaio após 24h (Almeida, 2014)

Em relação aos resultados dos ensaios de desagregação com imersão total no cambissolo (Figura 23c), devido ao grau de saturação inferior a 61%, é possível afirmar que os corpos de prova CT-1 ($S_0 = 25\%$), CT-2 ($S_0 = 43\%$) e CT-3 ($S_0 = 61\%$) possuem a fase ar contínua, o que gera pressões positivas no interior das amostras, desestruturando-as. Vale ressaltar que quanto menor o grau de saturação inicial, maior a desestruturação, pois quanto maior a quantidade de ar ocluído, maior é a tendência da amostra à ruptura. Os corpos de prova CT-4 ($S = 74\%$) e CT-5 ($S = 98\%$), devido ao reduzido valor de sucção inicial, praticamente mantiveram suas formas e tamanhos originais.

Quando imersas totalmente, as amostras referentes ao latossolo mantiveram sua estrutura coesa, mas houve desprendimentos de solos na base dos corpos de prova. Esses desprendimentos foram maiores nos corpos de prova com maiores valores de sucção inicial.



Figura 24 – Etapas do ensaio de desagregação por imersão parcial nas amostras de Cambissolo: (a) nível de água mantido na altura da base das amostras até umedecimento por ascensão capilar; (b) nível de água em 1/3 da altura das amostras por 15 min; (c) nível de água em 2/3 da altura das amostras; (d) submersão total das amostras; (e) final do ensaio após 24h (Almeida, 2014)

Por outro lado, não houve desagregação nas amostras de latossolo quando imersas em etapas, independentemente do valor da sucção inicial. Isso ocorreu por causa da imersão gradual no ensaio, ou seja, as amostras passam por processos intermediários de satu-

ração por capilaridade. Tal fato permite que, ao longo do ensaio ocorra um preenchimento também gradual dos vazios com água, com a consequente expulsão da fase ar do solo, resultando em quase nenhuma desagregação.

No caso da imersão parcial realizada com as amostras referentes ao cambissolo (Figura 24e), as amostras CG-1 ($S = 25\%$), CG-2 ($S = 43\%$) e CG-3 ($S = 61\%$) sofreram abatimento, e as amostras CG-4 ($S = 74\%$) e CG-5 ($S = 98\%$) praticamente conservaram suas formas e tamanhos originais. Esse comportamento mostrou-se semelhante ao observado no ensaio com imersão total. Isso ocorre porque a heterogeneidade da amostra resulta em vazios não interligados, o que impossibilita a completa saturação do solo no decorrer do ensaio e, conseqüentemente, gera poropressão positiva.

Menezes (2010) realizou ensaios de absorção de água e perda de massa por imersão para estudar o potencial de erodibilidade de solos areno-argilosos e argilo-siltosos situados no interior paulista. O valor do índice de erodibilidade (E) foi obtido a partir dos resultados de S (índice de absorção) e P (perda de massa) por meio da Equação 3. Os resultados são apresentados na Tabela 4.

Tabela 4 – Valores de índice de absorção (S), perda de massa (P) e índice de erodibilidade (E) (adaptado de Menezes, 2010)

Sucção (kPa)	Solo 1			Solo 2		
	S	P	E	S	P	E
2	0,1	0,92	5,65	0,07	0,43	8,47
5	0,20	4,39	2,37	0,58	0,83	36,34
10	0,44	20,55	1,11	1,01	25,4	2,07
20	0,42	7,66	2,85	1,22	76,27	0,83
100	0,93	39,18	1,23	0,97	51,98	0,97
200	1,01	42,81	1,23	1,40	14,39	5,06
800	1,00	22,12	2,35	1,62	56,25	1,50
Seco ao ar	2,18	39,81	2,85	2,80	21,73	6,70

Os resultados mostram a relevante influência que a secagem e o consequente aumento da sucção têm no desprendimento das partículas do solo. Em geral, o aumento de sucção resultou em maiores perdas de massa por imersão. Como a perda de massa por imersão é um importante indicativo de desagregabilidade do solo, infere-se que a sucção pode contribuir para o aumento da susceptibilidade à erosão, concordando com o verificado por Almeida *et al.* (2015).

É importante ressaltar que a maioria dos estudos realizados para estudar a influência da sucção na erodibilidade de solos, referem-se somente a perdas de massa e não fazem menção à estabilidade estrutural dos solos.

5. COMENTÁRIOS FINAIS

Os problemas decorrentes da erosão despertam, na comunidade geotécnica, a necessidade de entender os processos erosivos dos solos. Em regiões tropicais, esses proces-

solos iniciam-se em solos não saturados e, apenas quando em estados avançados, atingem a condição saturada. Dessa forma, é importante compreender a erodibilidade de solos não saturados.

Para isso, foram necessárias algumas alterações nas metodologias de ensaios de erodibilidade tradicionalmente executadas no meio geotécnico a fim de se considerar a influência da sucção. A partir dessas alterações, algumas pesquisas foram executadas com o intuito de se verificar como a sucção influencia a perda de massa e estabilidade estrutural dos solos. Em suma, verifica-se que a sucção, em determinados intervalos, aumenta a taxa de erodibilidade dos solos devido ao escoamento superficial da água ou inundação abrupta.

Dessa forma, fazendo-se um paralelo com a prática, a erodibilidade dos solos aumenta no início do período chuvoso devido à ação das chuvas intensas e do baixo grau de saturação do solo. Portanto, o conceito de erodibilidade, tradicionalmente associado às propriedades físicas e mineralógicas do solo, também depende da forma e da intensidade do umedecimento, que estão relacionadas ao ciclo pluviométrico da região.

REFERÊNCIAS

ABNT (2020a). Solo – Avaliação da dispersibilidade de solos argilosos pelo ensaio do torrão (*crumb test*) - NBR 13601. Rio de Janeiro, Brasil, 2 p.

ABNT (2020b). Solo – Avaliação da dispersibilidade de solos argilosos pelo ensaio sedimentométrico comparativo - Ensaio de dispersão SCS - NBR 13602. Rio de Janeiro, Brasil, 5 p.

ABNT (1998). Solo – Solos argilosos dispersivos – Identificação e classificação por meio do ensaio de furo de agulha (*pinhole test*) - NBR 14114. Rio de Janeiro, Brasil, 8 p.

AGUIAR, de V.G. (2009). Bacia hidrográfica do córrego granada – Aparecida de Goiânia - GO: os processos erosivos e a dinâmica espacial urbana. Dissertação. Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Estruturas e Construção Civil - PPG-GECON, Universidade Federal de Goiás, 97 pp.

ALMEIDA, J.G.R. (2014). Erodibilidade de solos tropicais não saturados nos municípios de Senador Canedo e Bonfinópolis - GO. Dissertação de Mestrado. Programa de Pós Graduação em Geotecnia, Estruturas e Construção Civil - PPG-GECON, Universidade Federal de Goiás, 128 pp.

ALMEIDA, J. G. R.; ROMÃO, P. de A.; MASCARENHA, M. M. dos A.; SALES, M. M. (2015). Erodibilidade de solos tropicais não saturados nos municípios de Senador Canedo e Bonfinópolis (GO). Revista Geociências. v. 34, p. 441-451.

ALVES, E. C. (2019). Estimativa da erodibilidade de solos com diferentes densidades. Tese de Doutorado – Programa de Pós-Graduação em Agronomia, Universidade Federal de Goiás, Goiânia (GO).

APHA (2005a). Standard Methods for the Examination of Water and Wastewater. Washington DC, (2012). – Total Solids Dried at 103-105°C. 2540 B, Washington D.C., USA, Ed. American Public Health Association, American Water Works Association, and Water Environment Federation, 21 ed., 256p.

APHA (2005b). Standard Methods for the Examination of Water and Wastewater., (2012). – Total Suspended Solids Dried at 103 – 105°C. 2540 D, Washington D.C., USA, Ed. American Public Health Association, American Water Works Association, and Water Environment Federation, Washington DC, 21 ed., 258p.

ASTM (2004). Standard test method for direct shear test of soils under consolidated drained conditions – D3080. New York, 9 p.

ASTM (2012). Standard Test Methods for Determining Dispersive Characteristics of Clayey Soils by the Crumb Test – D6572. New York, 8 p.

AUGUSTIN, C.H.R. R. e ARANHA, P.R.A. (2006). Piping em área de voçorocamento, Noroeste de Minas Gerais. Revista Brasileira de Geomorfologiaano 7(1): 9-18.

BAGATINI, T.; COGO, N.P.; GILLES, L.; PORTELA, J.C.; PORTZ, G.; QUEIROZ, H.T. (2011). Perdas de solo e água por erosão hídrica após mudança no tipo de uso da terra, em dois métodos de preparo do solo e dois tipos de adubação. Revista Brasileira de Ciência do Solo, 35: 999-1011.

BANDEIRA, A. P. N.; MACEDO, C. C. A.; CLARINDO, G. S.; LIMA, M. G. DE S.; SOUZA NETO, J. B. DE (2021). Assessment of potential surface degradation resulting from erosion processes in environmentally protected area. Soils & Rocks, v. 44, p. 1-10, 2021.

BASTOS, C.A.B. (1999). Estudo geotécnico sobre a erodibilidade de solos residuais não saturados. Tese de Doutorado. UFRGS, 266 pp.

BERTONI, J. & LOMBARDI NETO, F. (2005). Conservação do solo. 7 ed. Ícone, São Paulo, 355p.

BEZERRA NETO, C.A. (2014). Desenvolvimento de um equipamento para avaliação do desempenho de geomantas. Dissertação de Mestrado. Centro de Tecnologia. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Universidade Federal do Rio Grande do Norte, 104 pp.

BEZERRA, J. DA S., (2022), Análise do processo erosivo de uma encosta no bairro de Bom Jesus- Ilha de Itamaracá/PE. Tese de Doutorado, UFPE, 267 pp.

BORRELLI, P.; ROBINSON, D.A.; FLEISCHER, L.R.; LUGATO, E.; BALLABIO, C.; ALEWELL, C.; MEUSBURGER, K.; MODUGNO, S.; SCHÜTT, B.; FERRO, V.; BA-

GARELLO, V.; VAN OOST, K. MONTANARELLA, L.; PANAGOS, P. An assessment of the global impact of 21st century land use change on soil erosion. *Nat. Commun.* 2017, 8, 1-13.

BRYAN, R.B. (2000). Soil erodibility and processes of water erosion on hillslope. *Geomorphology*, 32: 385-415.

CAMAPUM DE CARVALHO, J.; SALES, M.M.; MORTARI, D.; FÁZIO, J.A.; MOTA, da N.O. & FRANCISCO, R.A. (2006). Processos erosivos. CAMAPUM DE CARVALHO, J.; SALES, M.M.; SOUZA, N.M.; MELO, M.T.S. (orgs.), *Processos erosivos no centro-oeste brasileiro*. FINATEC, Brasília, pp. 39-88.

CAMAPUM DE CARVALHO, J. Os solos não saturados no contexto de alguns problemas socioambientais no Brasil. (2011). VII Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados. Pirenópolis, 419-429.

CASTRO FILHO, C., MUZILLI, O. & PODANOSCHI, A.L. (1998). Estabilidade dos Agregados e sua Relação com o Teor de Carbono Orgânico num Latossolo Roxo Distrófico, em Função de Sistemas de Plantio, Rotações de Culturas e Métodos de Preparo das Amostras. *Revista Brasileira de Ciência do Solo*, 220: 527-538.

CONCIANI, W. (2008) *Processos Erosivos: conceitos e ações de controle*. Editora CEFET/MT, Cuiabá, 148p.

FÁCIO, J.A. (1991). Proposição de uma metodologia de estudo da erodibilidade dos solos do Distrito Federal. Dissertação de Mestrado. UnB, 122 pp.

FARRES, P. (1978). The Role of Time and Aggregate Size in the Crusting Process. *Earth Surface Processes*, 3: 243-254.

FOSTER, G. R (1982). Modeling the Erosion Process. In: *Hydrologic modeling of small watersheds*. St. Joseph: ASAE, p. 297-380.

GONÇALVES, L. G.; SILVA, P. B (2019). Proposta de desenvolvimento e execução de equipamento Inderbitzen Modificado para avaliação de erodibilidade do solo. *Revista Científica de Pesquisa Aplicada à Engenharia*. 2019.

GUERRA, A.J.T. (1991). Soil characteristics and erosion, with particular reference to organic matter content. Tese de Doutorado, Universidade de Londres, 441 pp.

GUERRA, A.J.T. (2001). *Processos Erosivos nas Encostas*. GUERRA, A.J.T. & CUNHA, S.B. (eds), *Geomorfologia Uma Atualização de Bases e Conceitos*, 4º ed, Rio de Janeiro, 149-197.

GUERRA, A.J.T. (1999). O Início do Processo Erosivo. GUERRA, A.J.T.; SILVA, A.S. & BOTELHO, R.G.M. (eds), Erosão e Conservação dos Solos, Rio de Janeiro, p. 17-55.

GUERRA, C. A.; ROSA, I. M. D.; VALENTINI, E.; WOLF, F.; FILIPPONI, F.; KARGER, D. N.; XUAN A. N.; MATHIEU, J.; LAVELLE, P.; EISENHAUER, N (2020). Global vulnerability of soil ecosystems to erosion. *Landsc. Ecol.* 35, 823-842.

HOLMOREN, G.G.S. & FLANAGAN, C.P. (1977). Factors affecting spontaneous dispersion of soil materials as evidenced by the *crumb test*. In Sherard and R.S. Decker (ed.). *Dispersive Clays, Related Piping and Erosion in Geotechnical Projects*, p 218-239.

JACINTHO, E.C.; CAMAPUM DE CARVALHO, J.; CARDOSO, F.B.F.; SANTOS, R.M. M.; GUIMARÃES, R.C. & LIMA, M.C.G. (2006). Solos Tropicais e o Processo Erosivo. CAMAPUM DE CARVALHO, J.; SALES, M.M.; SOUZA, N.M. & MELO, M.T.S. (orgs), *Processos erosivos no centro-oeste brasileiro*. FINATEC, Brasília, pp. 93-147.

LAFAYETTE, K.P.V. (2006). Estudo geológico-geotécnico do processo erosivo em encostas no Parque Metropolitano Armando de Holanda Cavalcanti - Cabo de Santo Agostinho/PE. Tese de Doutorado.. Universidade Federal de Pernambuco, 358p.

LAL, R. (2011). Soil degradation by erosion. *Land Degrad. Dev.* 12, 519-539.

LI, J.; MA, X.; ZHANG, C. (2020). Predicting the spatiotemporal variation in soil wind erosion across Central Asia in response to climate change in the 21st century. *Sci. Total Environ.* 709, 136060. <https://doi.org/10.1016/j.scitotenv.2019.136060>.

LIMA, M.C. (1999). Contribuição ao estudo do processo evolutivo de Boçorocas na área urbana de Manaus. Dissertação de Mestrado. Departamento de Engenharia Civil, UnB, 336 p.

LOBO CARNEIRO, F.L. & BARCELLOS, A. (1949). Résistance à La Traction des Bétons. Instituto Nacional de Tecnologia, Rio de Janeiro, 37 p.

LUETZENBURG, G.; BITTNER, M.J.; CALSAMIGLIA, A.; RENSCHLER, C.S.; ESTRANY, J.; POEPPL, R.(2020). Climate and land use change effects on soil erosion in two small agricultural catchment systems Fugnitz-Austria. *Can Revull-Spain. Sci. Total Environ.* 704, 135389. <https://doi.org/10.1016/j.scitotenv.2019.135389>.

MENDES, C.A.R. (2006). Erosão Superficial em Encosta Íngreme sob Cultivo Perene e com Pousio no Município de Bom Jardim. Tese de Doutorado, COPPE/UFRJ, 237 p.

MENDES, C.A.R.; MAHLER, C.F. & ANDRADE, A.G. (2011). Erosão Superficial em Argissolo Amarelo sob Cultivo Perene e com Pousio Florestal em Área de Relevo Montanhoso. *Revista Brasileira de Ciência do Solo*, 35: 1387-1396.

MENDES, T. A.; PEREIRA, S. A. D. S.; REBOLLEDO, J. F. R.; GITIRANA, G. de F. N.; MELO, M. T. da S.; da LUZ, M. P (2021). Development of a rainfall and runoff simulator for performing hydrological and geotechnical tests. Sustainability, MPDI, Basel, Switzerland, 13(6).. DOI: 10.3390/su13063060

MENEZES, M.B.M. (2010). Análise da influência do teor de umidade na absorção de água e sucção dos solos em estudos de erodibilidade. Dissertação de Mestrado, Escola de Engenharia de São Carlos, USP, 139 pp.

MORGAN, R.P.C. (2005). Soil erosion and conservation. Blackwell Publishing, Inglaterra, 304 p.

MOHAMED, S.; ALSAFADI, K.; TALUKDAR,S.; KIWAN,S.; HENNAWI, S.; AL-SHIHABI, O.; SHARAF,M.; HARSANYIE, E. (2020). Estimation of soil erosion risk in southern part of Syria by using RUSLE integrating geo informatics approach. Remote Sensing Applications: Society and Environment, 20.

NACINOVIC, M.G.G. (2009). Estudo de erosão pela análise de sucção e escoamento superficial na Bacia do Córrego Sujo (Teresópolis-RJ). Dissertação de Mestrado, Universidade Federal do Rio de Janeiro, 167 pp.

NACINOVIC, M.G.G. (2013). Avaliação de erosão hídrica superficial em parcelas experimentais. Tese de Doutorado, COPPE/UFRJ, 135 pp.

NACINOVIC, M.G.G.; MAHLER, C.F. & AVELAR, A.S. (2014). Soil erosion as a function of different agricultural land use in Rio de Janeiro. Soil Tillage Research, 144: 164-173.

NOGAMI, J.S. & VILLIBOR, D.F. (1979). Soil characterization of mapping units for highway purposes in a tropical area. Bulletin of Engineering. Geology and the Environment, 19: p. 196-199.

OLIVEIRA, V. N.; GITIRANA, G. F. N.; MASCARENHA, M. M.A; SALES, M. M.; VARRONE, L. F. R.; DA LUZ, M; P (20221);. An Enhanced Flume Testing Procedure for the Study of Rill Erosion. Water, 13(21), 2956; <https://doi.org/10.3390/w13212956>

REGO, J.J.V. (1978). Erosão Superficial em Taludes de Corte em Solo Residual de Gnaisse. Dissertação de Mestrado, COPPE/UFRJ, 125p.

OU, X.; HUA, Y.; LIC, X.; GUOB, S.; LIU, B. (2021). Advancements and challenges in rill formation, morphology, measurement and modeling Catena. v. 196, 104932, p. 1-12.

ROSS, J.L.S. (1992). O Registro Cartográfico dos Fatos Geomórficos e a Questão da Taxonomia do Relevo. Revista do Departamento de Geografia, (6): 63-74.

SANTOS, dos R.M.M. (1997). Caracterização geotécnica e análise do processo evolutivo das erosões no Município de Goiânia. Dissertação de Mestrado. Departamento de Engenharia Civil, 138 p.

SANTOS, C. G. dos (2013) Erosão hídrica e taxa de entrega de sedimentos na bacia hidrográfica semi-árida do rio Exu/PE. 109p. Departamento de agronomia. Tese Universidade Federal Rural de Pernambuco.

TEIXEIRA, D. B. S. Erosividade da chuva no estado de São Paulo com base em séries sintéticas de dados pluviográficos. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal de Viçosa. Viçosa, 2019.

YU, H.; LI, Y.; OSHUNSANYA, S. O.; ARE, K. S.; GENG, Y.; SAGGAR, S.; LIU, W (2019). Re-introduction of light grazing reduces soil erosion and soil respiration converted grassland on the loess plateau, China. *Agriculture, Ecosystems and Environment*. 280, 43-52.

Capítulo 25

ESTABILIDADE DE TALUDES

Denise Maria Soares Gerscovich
Eurípedes do Amaral Vargas Junior
Tácio Mauro Pereira de Campos

1. INTRODUÇÃO

Talude é a denominação que se dá a qualquer superfície inclinada de um maciço de solo ou rocha. Taludes podem ser naturais, também denominados encostas, ou construídos pelo homem, como em aterros (barragens de terra, aterros de estrada) e cortes (Gerscovich, 2012).

Taludes naturais podem ser constituídos por solo residual e/ou coluvionar, além de rochas, e estão sempre sujeitos a problemas de estabilidade, já que as ações das forças gravitacionais naturalmente contribuem para a deflagração do movimento. É muito comum observar encostas que se mantinham estáveis por muitos anos sofrerem processos de movimentação. Isso ocorre quando outros fatores que alteram o estado de tensões da massa promovem tensões cisalhantes que anulam a resistência ao cisalhamento do solo. De fato, a instabilização de encostas naturais é consequência da própria dinâmica de evolução da crosta terrestre. Com o avanço dos processos físico-químicos de alteração das rochas, o material resultante vai se tornando menos resistente e, dependendo da influência da topografia, geram-se condições propícias para a movimentação da massa (Gerscovich, 2012).

Os movimentos de massa, dependendo da forma e da velocidade, são classificados e recebem diferentes nomenclaturas (Varnes, 1978; Hutchinson, 1968; Guidicini e Nieble, 1983). O sistema de classificação de Varnes (1978), aplicável a solos e rochas, e mais utilizado internacionalmente, subdivide os movimentos em: queda, tombamento, escorregamento, expansão lateral, escoamento e misto. Como a maioria das classificações tem aplicabilidade regional e está baseada pelas condições geológicas e climáticas locais, existem propostas para adequar a classificação dos movimentos de massa a ambientes tropicais, como é o caso do Brasil (Vargas, 1985; Costa Nunes, 1969; Augusto Filho, 1992). Cabe notar que, apesar de representarem movimentos de massa em taludes, as erosões não estão incluídas nos sistemas de classificação apresentados. Esse processo geológico tem sido objeto de grande preocupação pelos danos que podem causar, e, sobre isso, será tratado separadamente no capítulo 24.

O objetivo da análise de estabilidade é avaliar a possibilidade de ocorrência de movimento de massa em talude natural ou construído. Em geral os projetos adotam a aborda-

gem determinística e um Fator de Segurança (FS) é calculado, comparando-se as tensões cisalhantes mobilizadas com resistência ao cisalhamento. Caso $FS = 1,0$, o talude está na condição iminente de ruptura; conseqüentemente, se $FS > 1$, este se encontra estável. A Norma de Estabilidade de Encostas (NBR 11682) estabelece os valores mínimos admissíveis (FS_{adm}) para deslizamentos em função do tipo de obra, da vida útil e dos riscos de perda humana e material. A norma ainda ressalta que, no caso de grande variabilidade dos resultados de ensaios geotécnicos, os fatores de segurança da mínimos admissíveis devem ser majorados em 10% ou, alternativamente, ser usado um enfoque probabilístico.

Um aspecto fundamental a ser observado é que, independente da forma de se estabelecer o grau de segurança de um talude, é sempre recomendável, além das investigações geotécnicas, a instalação de instrumentação de campo, com o objetivo de acompanhar as movimentações (horizontais e verticais) do talude e dos níveis piezométricos. Esse monitoramento deve ser feito durante e/ou mesmo após a execução da obra. Somente de posse dessas informações, o projetista tem condições de avaliar as premissas de projeto e/ou sugerir correções no modelo original (Gerscovich, 2012).

O estudo da estabilidade de taludes é uma atividade corriqueira na prática da engenharia civil. A concepção do projeto envolve o estabelecimento da topografia, estratigrafia, peso específico e parâmetros de resistência dos materiais envolvidos, bem como análise detalhada das situações possíveis de pressão na água presente nos vazios. Na sua grande maioria, são utilizadas rotinas numéricas que incorporam diversos métodos de análise em equilíbrio limite. Tais métodos se distinguem em função da forma de superfície de ruptura e das hipóteses simplificadoras.

Historicamente, a dificuldade da incorporação de conceitos de solo não saturado resultava na simplificação do problema pela adoção de premissas do tipo: (i) acima do nível freático, o solo é considerado seco, isto é, as sucções são ignoradas; (ii) parâmetros de resistência obtidos em corpos de prova em condições de umidade natural, de certa forma, consideram os efeitos da sucção.

Com os avanços científicos na área de solos não saturados, tornou-se possível não só definir uma nova equação de resistência de solos (Bishop *et al.*, 1960; Fredlund e Morgenstern, 1977), capaz de considerar os efeitos da sucção ($\psi = u_a - u_w$), mas também desenvolver metodologias experimentais para determinação dos novos parâmetros (ϕ^b e ψ).

Neste capítulo, serão tratados, exclusivamente, os movimentos de massa classificados como escorregamentos.

2. ESCORREGAMENTOS

Escorregamentos são movimentos de massa rápidos com superfície de ruptura bem definida, caracterizada pela formação de uma superfície de cisalhamento contínua na massa de solo. Portanto, existe uma camada de solo em torno da superfície de cisalhamento, que perde suas características durante o processo de ruptura, formando, assim, a zona cisalhada, conforme mostrado na Figura 1. Nessa figura, observa-se que, em meios homogêneos, a superfície tende a ser circular; já quando a heterogeneidade envolve contraste de solos de resistências diferentes, a superfície de ruptura passa a ser constituída por uma combinação de formas.

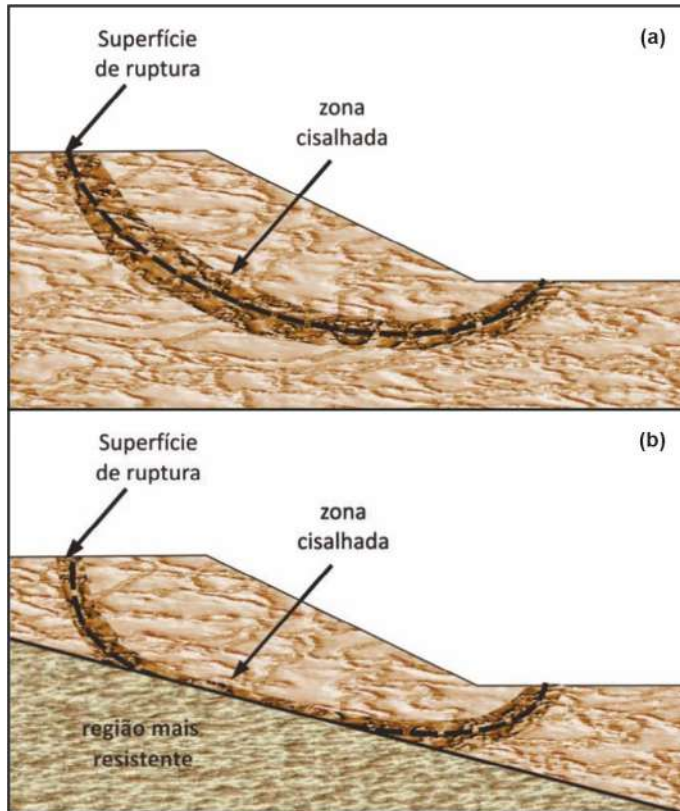


Figura 1 – Zona cisalhada e superfície de cisalhamento:
(a) solo homogêneo; (b) solo heterogêneo

A deflagração do movimento se dá quando as tensões cisalhantes mobilizadas na massa de solo atingem a resistência ao cisalhamento do material. Tanto em solos como em rochas, a ruptura se dá pela superfície que apresenta a menor resistência.

Uma massa de solo pode romper segundo diferentes formas: circular, planar, multiplanar, mista, etc. A previsão dos possíveis modos de ruptura está, em geral, condicionada à presença de heterogeneidades ao longo do perfil do talude. Camadas com contrastes elevados de resistência ou a existência de descontinuidades acarretam em mudanças bruscas na superfície de ruptura, tornando-a multiplanar ou mesmo mista. Descontinuidades na massa podem ter origem em fissuras, juntas preservadas da rocha mãe, veios ou camadas de baixa resistência, camadas de preenchimento de juntas, etc. Tridimensionalmente, na falta de ferramenta adequada, as análises de estabilidade podem ser realizadas para as diferentes seções transversais, como sugerido por Lambe e Whitman (1969).

Os escorregamentos planares (ou translacionais) são muito comuns em mantos de colúvio de pequena espessura, sobrejacente a um embasamento rochoso. Já quando os planos de fraqueza cruzam ou quando camadas de menor resistência não são paralelas à

superfície do talude, a superfície de ruptura pode apresentar uma forma de cunha delimitada por um ou mais planos.

Em solos relativamente homogêneos, a superfície tende a ser circular, como mostra a Figura 2b. Quando a anisotropia com relação à resistência é significativa, a superfície pode ter uma aparência mais achatada, na direção horizontal ou vertical.



Figura 2 – Exemplos de superfícies de ruptura: (a) Escorregamento translacional em solo residual – Foto do acervo da GeoRio; (b) escorregamento rotacional (Salvador, 2005)

Os escorregamentos ainda podem ainda mobilizar simultaneamente mais de uma superfície de ruptura (escorregamentos múltiplos) ou ainda apresentar combinação de trechos circulares e planares (escorregamentos mistos). Nos escorregamentos múltiplos, quando a sequência de movimentação ocorre por descalçamento são denominados retrogressivos; caso contrário, são denominados progressivos. A Figura 3 mostra exemplos de superfícies de ruptura mista, combinando formas circulares (rotacional) e planares.

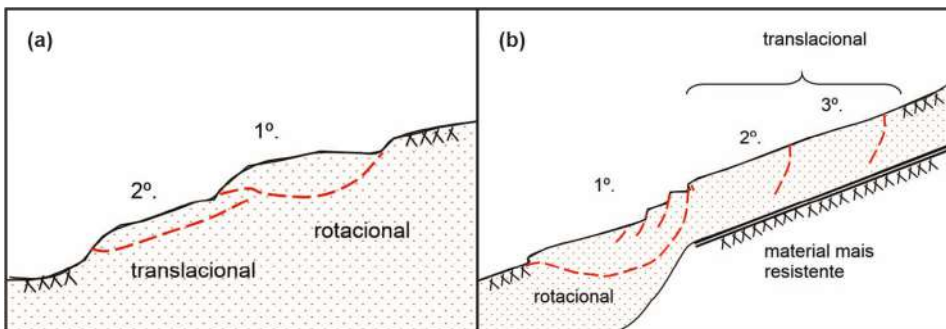


Figura 3 – Exemplos de superfícies de ruptura múltiplas mistas (translacional e rotacional): (a) Retrogressiva; (b) Progressiva

3. MECANISMOS DEFLAGRADORES DE ESCORREGAMENTOS

Sendo o FS o resultado da razão entre a resistência ao cisalhamento do solo e as tensões cisalhantes mobilizadas na massa, a condição $FS = 1$ pode ser atingida caso haja aumento das tensões cisalhantes ou redução da resistência. Assim, Varnes (1978) subdividiu os possíveis mecanismos deflagradores de ruptura em 2 grupos, como mostra o Quadro 1.

Quadro 1 – Classificação dos fatores deflagradores dos movimentos de massa (adaptada de Varnes, 1978)

Ação	Fatores	Fenômenos geológicos / antrópicos
Aumento da solicitação	Remoção de massa (lateral ou da base)	Erosão Escorregamentos Cortes
	Sobrecarga	Peso da água de chuva, neve, granizo, etc. Acúmulo natural de material (depósitos) Peso da vegetação Construção de estruturas, aterros, etc.
	Solicitações dinâmicas	Terremotos, ondas, vulcões, etc. Explosões, tráfego, sismos induzidos
	Pressões laterais	Água em trincas Congelamento Material expansivo
Redução da resistência ao cisalhamento	Características inerentes ao material (geometria, estruturas, etc.)	Características geomecânicas do material
	Mudanças ou fatores variáveis	Ação do intemperismo promovendo alterações físico-químicas nos minerais originais, causando quebra das ligações e gerando novos minerais com menor resistência. Processos de deformação em decorrência de variações cíclicas de umedecimento e secagem, reduzindo a resistência. Variação das poropressões. Elevação do lençol freático por mudanças no padrão natural de fluxo (construção de reservatórios, processos de urbanização, etc.) Infiltração da água em meios não saturados, causando redução das pressões de água negativas (sucção). Geração de excesso de poropressão como resultado de implantação de obras. Fluxo preferencial através de trincas ou juntas, acelerando processos de infiltração.

No Brasil, nas últimas décadas, vários casos de ruptura por escorregamento em solos não saturados foram retroanalisados e os principais mecanismos deflagradores foram identificados e estão resumidos no Quadro 2. Seguindo-se a classificação de Varnes

(1978), foram considerados como mecanismos secundários: (i) a perda de resistência por alterações físico-químicas nos minerais devido ao processo de intemperismo; ii) a perda de resistência devido a variações cíclicas de umedecimento e secagem em função do ciclo hidrológico. Tais mecanismos ocorrem ao longo do tempo e dificilmente respondem individualmente pela ruptura de um talude.

Quadro 2 – Principais fatores deflagradores dos escorregamentos

Mecanismo	Ação	
Variação das Tenções cisalhantes mobilizadas		
Ação antrópica: Ocupação desordenada de encostas	Execução de cortes Construção de estruturas Acúmulo natural de material (depósitos)	
Perda de resistência ao cisalhamento		
Variação na pressão da água nos poros	Infiltração interna por ruptura de tubulação de água ou esgoto (de Campos <i>et al.</i> , 2005; de Campos <i>et al.</i> , 2008; Ferreira e Lima, 2005)	
	Infiltração da água de chuva	Desenvolvimento de poropressão positiva por elevação do lençol freático (Vargas, 1999; Andrade <i>et al.</i> , 1992; Futai <i>et al.</i> , 2011)
		Redução dos níveis de sucção (Futai <i>et al.</i> , 2005; de Campos, 1985 e Jesus, 2008); Calle, 2000; Santos <i>et al.</i> , 2007; Wolle, 1988; Coutinho <i>et al.</i> , 1997; Ferreira e Lima, 2005; Mattos, 1974; Salles <i>et al.</i> , 2012)
		Geração de Fluxo preferencial através das fraturas do embasamento rochoso (Gerscovich <i>et al.</i> , 2006; Gerscovich <i>et al.</i> , 2008; Gerscovich <i>et al.</i> , 2011)

4. ASPECTOS A SEREM CONSIDERADOS EM ESTUDOS DE ESTABILIDADE DE ENCOSTAS

4.1 Influência da Vegetação

A cobertura vegetal pode produzir efeitos favoráveis ou desfavoráveis na estabilidade das encostas. De uma forma geral, a vegetação protege o solo de vários efeitos climáticos, e as raízes podem reforçar o solo, aumentando a resistência do sistema solo-raiz. Portanto, há consenso de que o desmatamento promove condições mais favoráveis para a instabilização das encostas. Superfícies desmatadas podem ficar vulneráveis a processos erosivos, além de receber maiores volumes de água precipitada sobre a superfície do talude (Gerscovich, 2012).

Guidicini e Nieble (1983) analisaram os efeitos da vegetação e mostraram que copas e caules têm um papel independente das raízes. As copas protegem a superfície da ação dos agentes climáticos (raios solares, vento, chuva, etc.), com isso, retardam a ação do intemperismo e reduzem o volume de água que incide sobre a superfície do talude. Já os caules geram um caminho preferencial de escoamento de água, concentrando a infil-

tração dos volumes de água precipitada no seu entorno. Os caules e as copas também podem produzir aumento do peso sobre o talude ou provocar solicitações adicionais devido à ação do vento. Tais fatores, entretanto, são desprezíveis. Quanto ao sistema radicular, este pode atuar tanto como elemento de reforço, favorecendo a estabilidade, quanto causador de um caminho preferencial de infiltração. Seu efeito depende do diâmetro e morfologia do sistema radicular (Gerscovich, 2012).

4.1.1 Relação Chuva x Escorregamento

É de consenso geral que o processo de infiltração da água de chuva tem impacto direto na estabilidade de do talude. A Figura 4 mostra um exemplo dessa relação, em que, em um período de 1 ano, foram monitoradas chuvas e as variações nos perfis de poropressão. Como resultado, o FS se altera ao longo dos eventos pluviométricos e da redistribuição de poropressão.

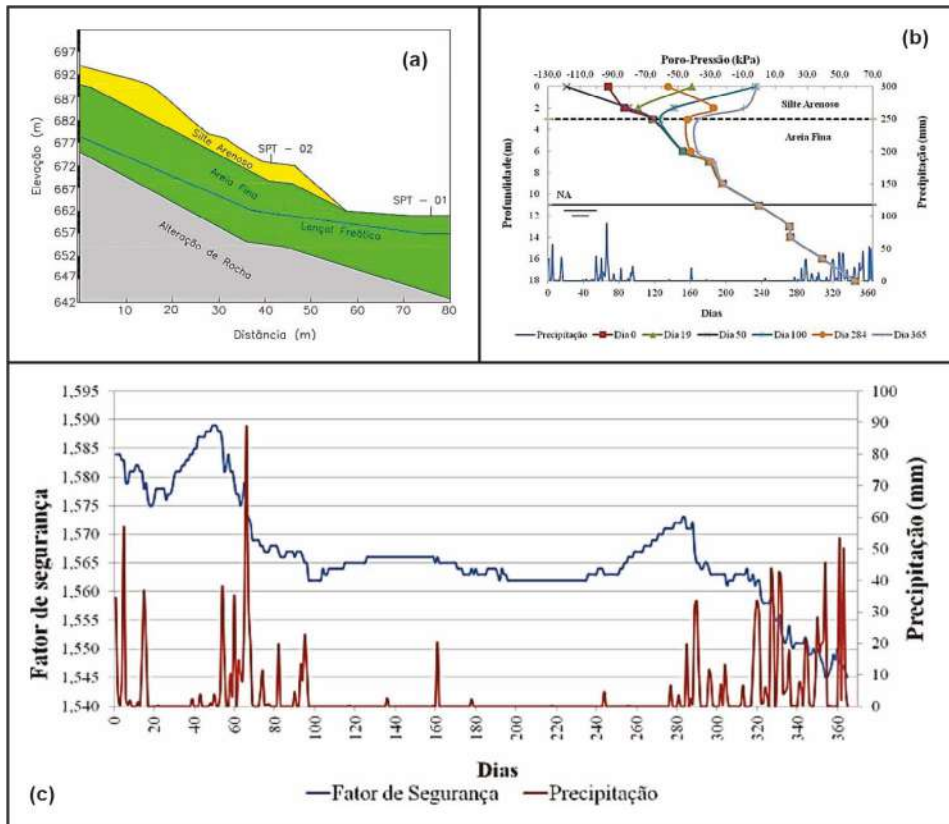


Figura 4 – Efeito da infiltração da chuva na estabilidade (Teixeira *et al.*, 2015):
 (a) Seção analisada – solo residual de gnaiss; (b) perfis de poropressão;
 (c) Variação do FS e intensidades de chuva

Quando uma determinada quantidade de água chega à superfície de um solo não saturado, inicia-se um processo de infiltração, essencialmente vertical, em decorrência da ação conjunta de forças capilares e gravitacionais. Com o fluxo, as condições de umidade da região não saturada vão sendo alteradas, acarretando na redução dos níveis de sucção e, conseqüentemente, reduzindo a parcela do gradiente hidráulico devido às cargas de pressão. Como consequência, a taxa de infiltração se reduz com o tempo (Hillel, 1971).

A taxa de infiltração não é necessariamente igual à intensidade de chuva que atinge a superfície do talude. No caso de superfícies horizontais, essa taxa depende da infiltrabilidade ou capacidade de infiltração, regida pela condutividade hidráulica da região superficial e da intensidade de chuva (Hillel, 1971). No caso de taludes, soma-se, ainda, a redução do volume de água infiltrado devido ao fluxo superficial (runoff), o qual varia em função da inclinação do talude e do tipo de cobertura.

O processo de infiltração no meio não saturado pode ser descrito pela equação de fluxo (Capítulo 10), que depende da função de permeabilidade e curva característica. Existem algumas simplificações propostas na literatura, como as de Lumb (Ng e Shi, 1998) e Green e Ampt (1911). Lumb propôs que o avanço da frente de saturação (Z_w), para superfícies horizontais, sujeitas a empocamento de água, seja dado por

$$z_w = \frac{k_s 't}{n(S_f - S_o)} \quad (\text{Eq. 1})$$

onde,

n = porosidade;

S_f = grau de saturação final;

S_o = grau de saturação abaixo da frente de saturação.

Essa equação não considera a intensidade da chuva e a variação da permeabilidade com o grau de saturação.

Green e Ampt (1911) sugeriram uma simplificação para solução do problema de infiltração de água em superfícies horizontais, a qual se mostrou adequada para solos granulares inicialmente secos. A solução de Green e Ampt (Rawls *et al.*, 1983) incorpora as seguintes premissas: (i) existência de frente de saturação bem definida; (ii) na frente de saturação, a sucção mátrica é constante, independentemente do tempo e da posição; (iii) acima da frente de saturação, a umidade e, conseqüentemente, a condutividade do solo são constantes. Para o caso de taludes, Chen e Young (2006) estenderam o modelo de Green-Ampt para diversas condições de contorno: i) lâmina d'água na superfície e solo homogêneo; ii) intensidade de chuva constante; iii) intensidade de chuva variável.

Não existe consenso de qual a melhor estratégia para se relacionar intensidade da chuva com escorregamentos. Por outro lado, chuvas localizadas de alta intensidade e curta duração têm sido responsáveis por diversos escorregamentos.

A relação ideal entre chuva x escorregamento, adequada para determinada localidade, tem sido buscada incessantemente (Figura 5) de forma a subsidiar políticas públicas para minimizar o número de perdas humanas, principalmente, em comunidades de baixo poder aquisitivo. Cabe ressaltar que tais estudos ignoram as condições hidrológicas e geológicas locais.

O Rio de Janeiro foi pioneiro, em 1996, na implantação de um sistema de alerta (Sistema Alerta Rio). Desde então, esse sistema, iniciado como uma função semelhante à apresentada na Figura 5a, vem sendo alterado para melhor representar as condições críticas da cidade. A partir de 2005, os critérios para definição dos níveis risco durante a ocorrência de eventos chuvosos ficaram definidos a partir de registros horários, diários e de 96 horas (4 dias), como mostra a Tabela 1.

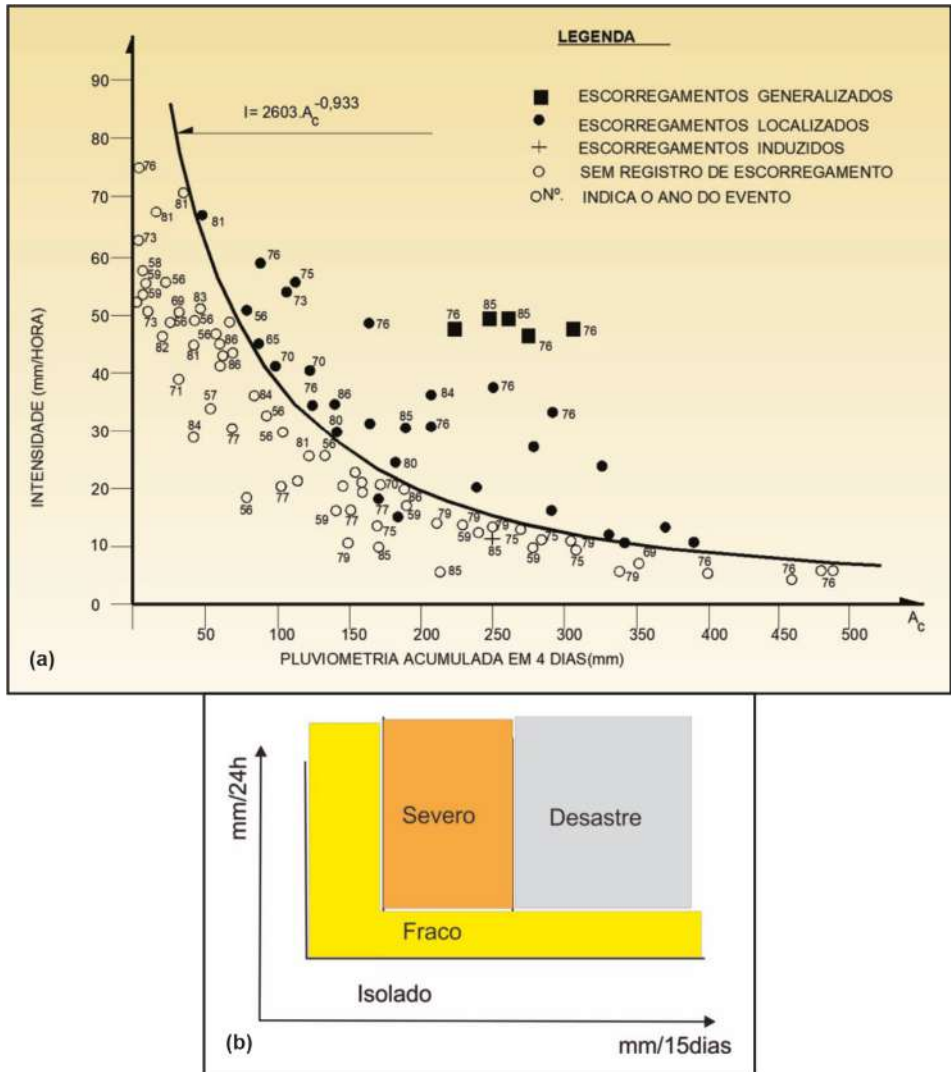


Figura 5 – Correlação entre chuvas e escorregamentos: (a) Cubatão (Tatizana *et al.*, 1987); (b) Hong Kong (apud D’Orsi, 2013; Kay e Chen, 1995)

Tabela 1 – Critérios pluviométricos operacionais utilizados pelo Sistema Alerta (D’Orsi, 2013)

Intensidade de chuva	Probabilidade de ocorrência de escorregamentos		
	Média	Alta	Muito Alta
mm/h	10 a 30 mm	30 a 50 mm	> 50 mm
mm/24h	50 a 100 mm	100 a 175 mm	> 175 mm
mm/96h	100 a 175 mm e 10 a 30 mm/24h	175 a 250 mm e 30 a 50 mm/24h	> 250 mm e > 100 mm/24h

Cabe, ainda, ressaltar alguns aspectos importantes quando se pretende, em análises de estabilidade, relacionar chuva \times escorregamento:

i) Processos de fluxo interno continuam a ocorrer após as chuvas terem cessado. A Figura 6 mostra exemplo de redistribuição da umidade ao longo da profundidade, após saturação superficial em decorrência da infiltração da chuva. Com isso, é possível que o mecanismo de ruptura, em decorrência da redução da sucção, seja deflagrado algum tempo após o evento pluviométrico.

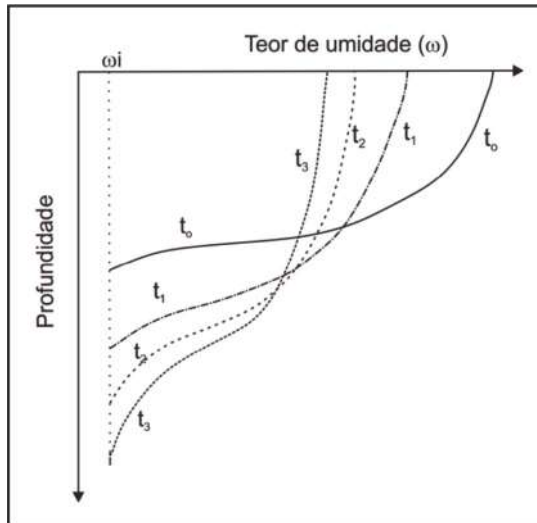


Figura 6 – Redistribuição de umidade

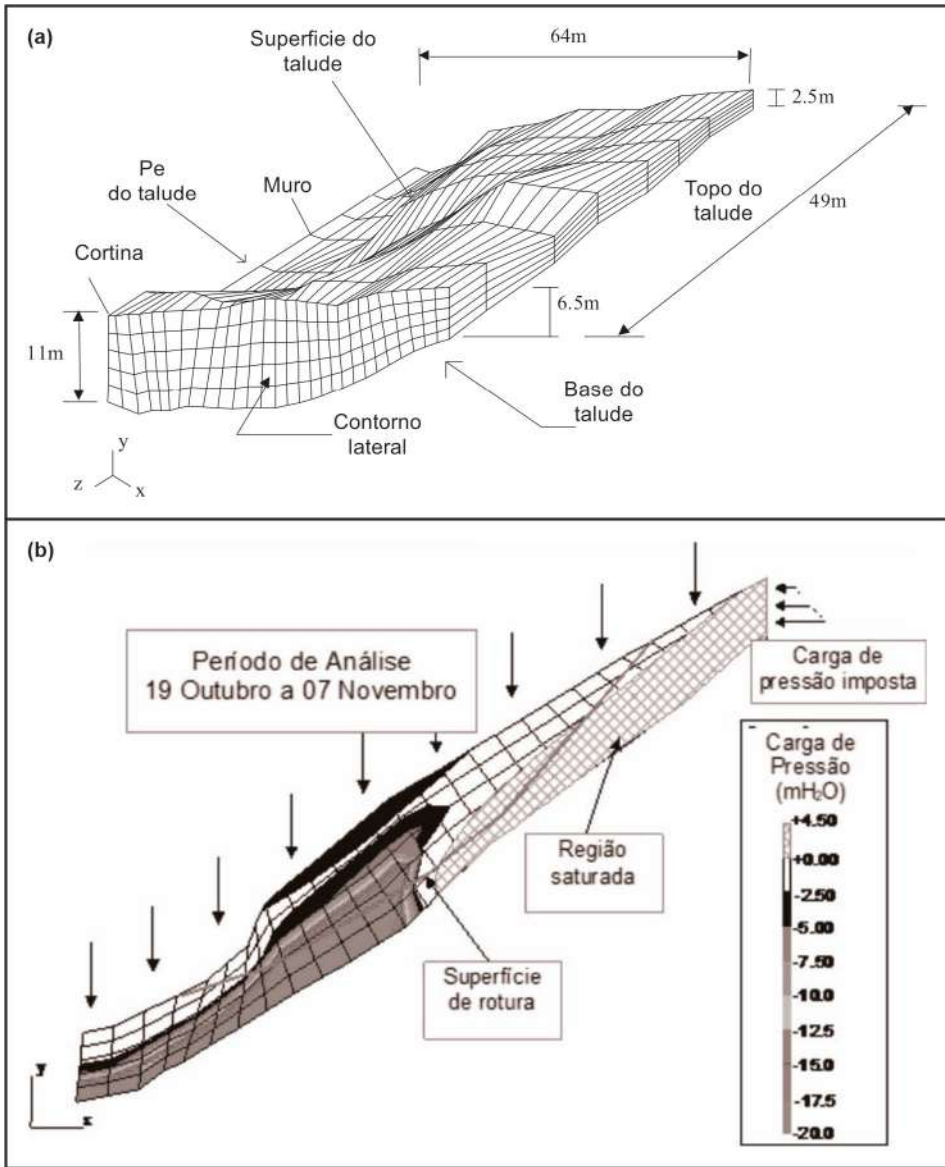
ii) Em encostas de regiões tropicais, é comum a existência de perfis de intemperismo mais ou menos espessos, sobrejacentes a um horizonte de rocha fraturada, que, devido à sua permeabilidade, bastante mais elevada que a do solo, funciona como uma região drenante, garantindo que o nível freático se mantenha em níveis profundos (Wolle e Hachich, 1988). Assim, durante boa parte do tempo, os horizontes de solo se mantêm em um estado de não saturação. (Michelletto, 2010).

iii) As heterogeneidades presentes nos materiais e a complexidade das geometrias associadas aos taludes naturais podem gerar padrões de fluxo complexos. A presença de fraturas no substrato rochoso pode criar situações de fluxo preferencial, gerando poropressões positivas (Wilson, 1988) e que rapidamente levam o talude à condição de ruptura. Cita-se como exemplo a ruptura da encosta às margens da Lagoa Rodrigo de Freitas, ocorrida em 1988 (Figura 7). Modelagens numéricas tridimensionais do processo de fluxo (Figura 8) indicaram que a infiltração de chuva, mesmo associada a uma trinca no topo do talude, seria insuficiente para deflagrar a ruptura. Malhas 3D de poropressão foram construídas para diferentes hipóteses de padrão de fluxo, e somente a infiltração da água através das fraturas do embasamento pôde justificar o movimento de massa, como mostra a Tabela 2.

iv)



Figura 7 – Caso histórico ruptura de encosta (Gerscovich *et al.*, 2006)



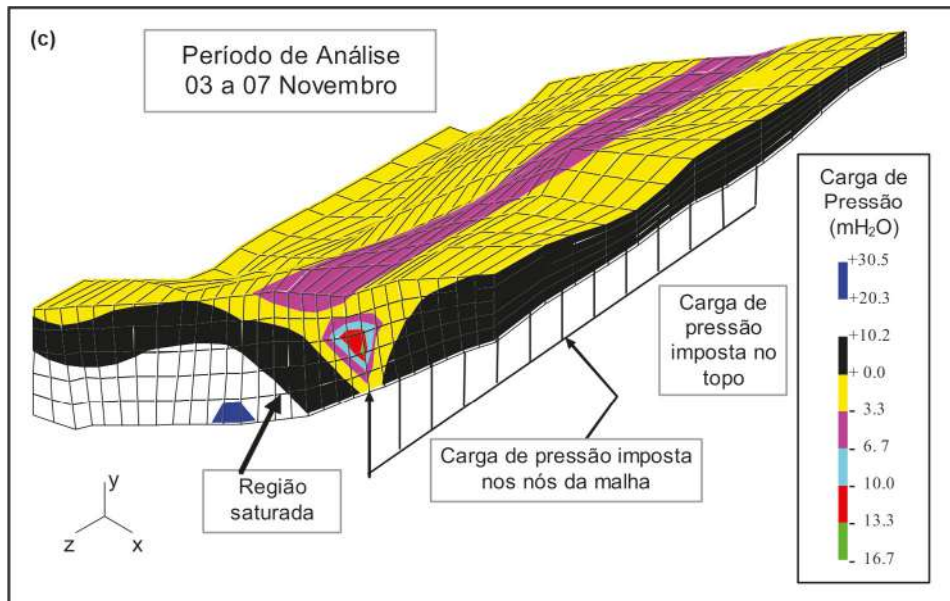


Figura 8 – Caso histórico de padrão de fluxo afetado pelas fraturas no embasamento rochoso (Gerscovich *et al.*, 2006): (a) Reconstituição 3D da encosta; (b) Distribuição de carga de pressão (chuva + trinca no topo do talude); (c) Distribuição de carga de pressão (chuva + trinca no topo do talude + fluxo preferencial pelas fraturas do embasamento rochoso)

Tabela 2 – Fatores de Segurança (Gerscovich *et al.*, 2008, 2011)

Método	Caso 1: 21 dias de chuva	Caso 2: 19 dias de chuva + saturação trinca	Caso 3: 5 dias de chuva + saturação trinca + fluxo pelas fraturas
Jambu	3,52	1,46	0,26
Bishop	3,47	1,60	0,31
Morgenstern & Price (pesquisa superfície circular)	3,62	1,54	0,15
Morgenstern & Price (superfície campo)	4,05	2,26	-

4.1.2 Definição de parâmetros de projeto

A definição dos parâmetros de resistência (c' , $\tan\phi'$, $\tan\phi^b$) pode estar sujeita a incertezas devido à qualidade dos ensaios ou mesmo à representatividade das amostras, isto é, se estas efetivamente traduzem o comportamento de todo talude. Recomenda-se, nesses casos, reduzir os parâmetros de resistência por fatores de correção. Esses fatores podem variar entre 1,0 e 1,5, dependendo da importância da obra e do grau de confiança nos ensaios

Ressalta-se, ainda, que a presença de mica e de feições estruturais herdadas da rocha de origem em solos residuais pode resultar em comportamento anisotrópico relevante em termos de resistência ao cisalhamento. Com isso, a estimativa de parâmetros com base em índices de resistência à penetração dinâmica (N_{SPT}) de sondagens de reconhecimento pode superestimar a resistência dos materiais que compõem os planos de fraqueza. (Ehrlich *et al.*, 2013)

Na abordagem tradicional, o FS é calculado assumindo-se que a condição de ruptura é atingida simultaneamente em todos os pontos ao longo da superfície de ruptura. De fato, a distribuição não uniforme de tensões e deformações no interior do talude pode acarretar em rupturas localizadas. Nesses casos, há transferência esforços para pontos adjacentes, fazendo com que o processo de ruptura seja progressivo. A movimentação da massa de solo só ocorrerá quando houver a formação de uma região contínua ligando os pontos com ruptura local. O processo de ruptura progressiva é particularmente relevante em solos cuja curva tensão \times deformação apresenta um pico de resistência ou em locais que tenham indicação de ter ocorrido movimentação de massa.

5. MÉTODOS DE ESTABILIDADE POR EQUILÍBRIO LIMITE

O método consiste na determinação do equilíbrio de uma massa ativa de solo, delimitada por uma superfície pré-definida. A massa em condição de ruptura é subdividida em fatias, e as equações de equilíbrio de forças e de momentos (Figura 9) são usadas para se tentar solucionar o problema. A variável conhecida é o peso (W), e são consideradas incógnitas o FS, as forças tangencial (s) e normal na base da fatia ($N = (\sigma - u_a)l$), o ponto de aplicação N , as forças tangencial (X) e normal (E) entre fatias e seu o ponto de aplicação, totalizando $6n-2$ incógnitas, onde n é o número de fatias. Já as equações de equilíbrio e de resistência ao cisalhamento são aplicadas a todas as fatias e totalizam $4n$ equações. A diferença entre o número de equações e incógnitas torna o problema indeterminado. Como resultado, surgiram vários métodos utilizando diferentes hipóteses simplificadoras no sentido de se reduzir o número de incógnitas.

Os métodos apresentados a seguir foram desenvolvidos para análises 2D. Todos os métodos pressupõem estado plano de deformação e sua validade está associada à forma da superfície de ruptura.

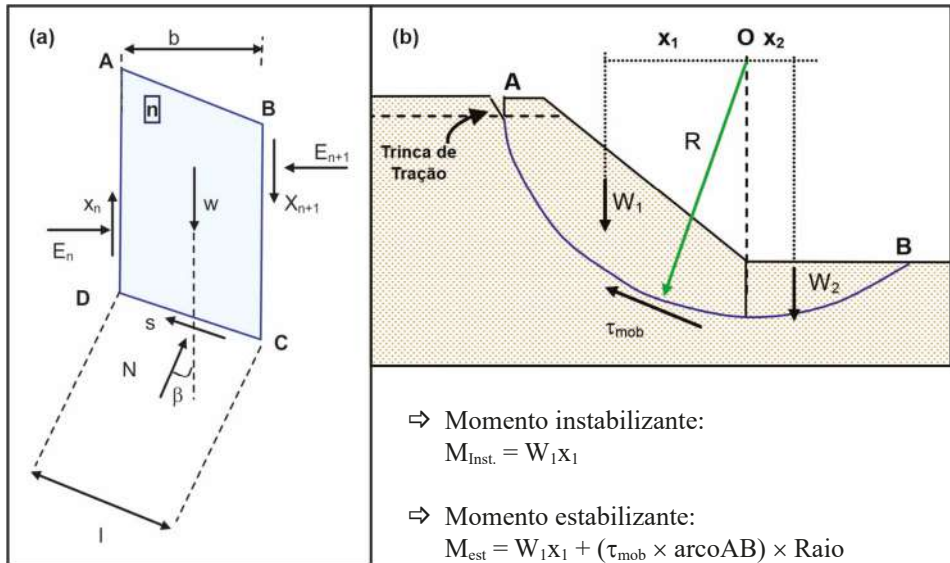


Figura 9 – Equações de equilíbrio (Gerscovich, 2012):
 (a) Esforços na fatia n; (b) Equilíbrio de momentos

Cabe ressaltar que, independente do mecanismo de ruptura, é comum, em solos coesivos, a formação de trincas de tração na superfície do terreno, antes do escorregamento. Quando esse fato ocorre, a superfície potencial de ruptura na região da trinca deixa de contribuir para a estabilidade global, como mostra a Figura 10. Adicionalmente, eventuais sobrecargas contidas nesse trecho não mais afetam os momentos instabilizantes. Por outro lado, a trinca pode ser preenchida por água, gerando esforços adicionais. Há projetistas que consideram a trinca limitando a fatia para fins de cálculo dos movimentos instabilizantes, como forma de compensar a possibilidade desta ser preenchida por água. É aconselhável, portanto, estimar a profundidade da trinca (Gerscovich, 2012).

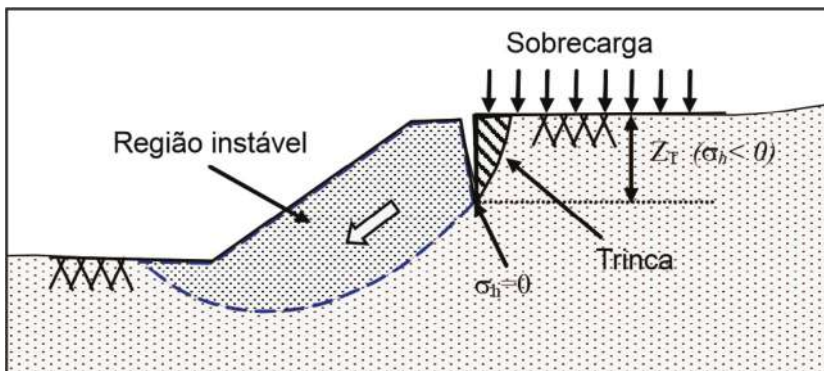


Figura 10 – Trinca de tração (Gerscovich, 2012)

Admitindo solo seco acima do nível d'água, Rankine verificou, em maciços com superfície plana, que a região de tração está limitada a uma profundidade (Z_T) dada por:

$$z_T = \frac{2c'}{\gamma} \tan\left(45 + \frac{\phi'}{2}\right) \quad (\text{Eq. 2})$$

A teoria de estado limite de Rankine pressupõe que a superfície de ruptura seja plana. Na prática, os modos de deformação devido à descompressão acarretam em superfícies não planas e, conseqüentemente, as profundidades de escavação verticais devem ser inferiores às previstas pela teoria de Rankine. Adaptando-se a proposta de Terzaghi e Peck (1967) para profundidade da trinca, chega-se a:

$$H_c = \frac{1,34c'}{\gamma} \tan\left(45 + \frac{\phi'}{2}\right) \quad (\text{Eq. 3})$$

5.2 Talude Infinito

Quando o escorregamento é predominantemente translacional, paralelo à superfície do talude, desprezam-se os efeitos de extremidades e a análise pode ser feita pelo método de talude infinito. Nesse caso, os esforços em uma fatia podem ser identificados como peso, a resultante de esforços normais (N) e a resistência na base da fatia (s), como mostra a Figura 11. A força N é dada por $(\sigma - u_a)$, onde σ é a tensão normal e u_a a pressão no ar, assumida igual à pressão atmosférica. Na base, atua a força cisalhante resistente dada por

$$s = \frac{c'l}{FS} + N \frac{\tan \phi'}{FS} + (u_a - u_w)l \frac{\tan \phi^b}{FS} \quad (\text{Eq. 4})$$

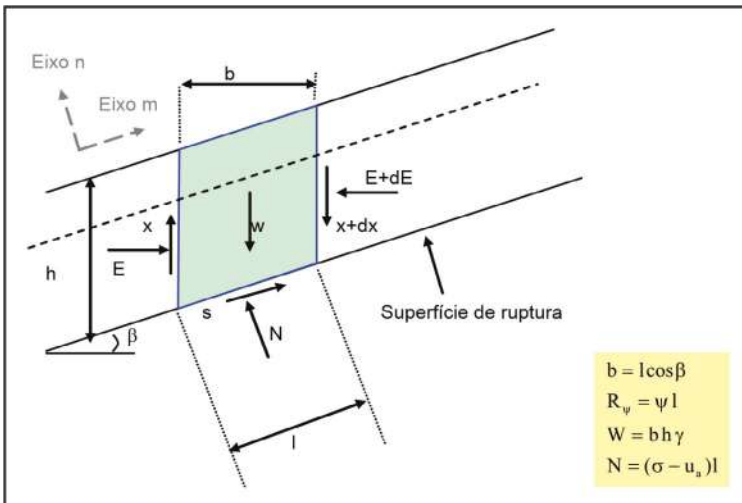


Figura 11 – Talude infinito: forças atuantes em uma fatia genérica

Assumindo-se que as forças entre fatias se anulam, isto é, $dX = dE = 0$ e resolvendo-se o equilíbrio de forças nas direções paralela e perpendicular à superfície do talude, tem-se:

$$\sum F_m = 0 \Rightarrow W \sin \beta = s \Rightarrow W \sin \beta = \frac{c'l}{FS} + N \frac{\tan \phi'}{FS} + (u_a - u_w)l \frac{\tan \phi^b}{FS} \quad (\text{Eq. 5})$$

$$\sum F_n = 0 \Rightarrow W \cos \beta = N \quad (\text{Eq. 6})$$

Considerando-se que $W = \gamma h \cos \beta$, tem-se, independente da dimensão (b) da fatia, as expressões para cálculo do FS.

$$\Rightarrow FS = \frac{c' + \gamma h \cos \beta^2 \tan \phi' + (u_a - u_w) \tan \phi^b}{\gamma h \sin \beta \cos \beta} \quad (\text{Eq. 7})$$

Alternativamente, pode-se prever a profundidade da superfície de ruptura (Z_c), assumindo-se $FS = 1$, isto é:

$$Z_c = \frac{c' - (u_a - u_w) \tan \phi^b}{\gamma \cos \beta (\sin \beta - \cos \beta \tan \phi')} \quad (\text{Eq. 8})$$

É interessante observar que, se coesão for nula, Z_c não é definido.

5.1.1 Efeito da Vegetação

A atuação da raiz como elemento de reforço na zona de cisalhamento está exemplificada no modelo da Figura 12. Inicialmente, a raiz é normal à superfície de escorregamento. Com a movimentação relativa, ela passa a ser inclinada (λ). Considerando-se que a resistência à tração da raiz é dada por τ_R , surgem componentes na direção normal e cisalhante, isto é:

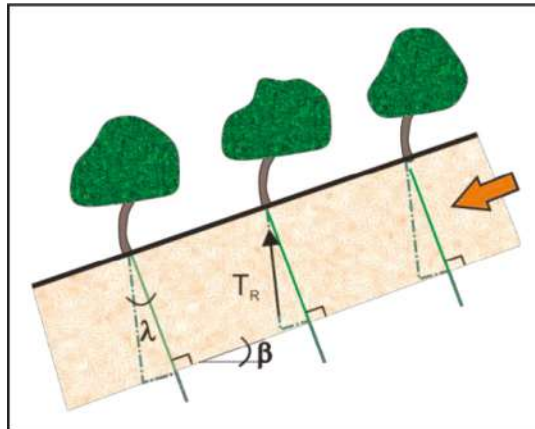


Figura 12 – Modelo de talude infinito com vegetação

$$N_T = N + T_R \cos \lambda \quad (\text{Eq. 9})$$

E a resistência do sistema (T_{Tr}) consistirá na resistência ao cisalhamento do solo (T_r) acrescida da parcela correspondente à raiz (T_r), ou seja:

$$T_R \text{sen} \lambda + S = \tau_R \text{sen} \lambda + [c' + (N + T_R \cos \lambda) \tan \phi'] + (u_a - u_w) l \tan \phi^b \quad (\text{Eq. 10})$$

Com isso, independente da dimensão da fatia (Figura 11), o FS fica definido como.

$$FS = \frac{c' + [\gamma h \cos^2 \beta - T_R \cos \lambda] \tan \phi' + (u_a - u_w) \tan \phi^b}{\gamma h \text{sen} \beta \cos \beta - T_r (\text{sen} \lambda + \cos \lambda \tan \phi')} \quad (\text{Eq. 11})$$

5.1.2 Efeito Tridimensional

De Campos *et al.* (2006) estenderam a equação para cálculo do FS numa condição 2D (Equação 7) para condição 3D. Assumindo que a superfície de ruptura ocorre no contato entre o solo residual maduro e o residual jovem (saprolito), os autores propuseram a equação:

$$FS = \frac{c'(L + 2z \cos \beta) + (u_a - u_w)(L + 2z \cos \beta) \tan \phi^b + (k_o z + L \cos \beta)(\gamma z + \Delta p) \cos \beta \tan \phi'}{(\gamma z + \Delta p) L \text{sen} \beta \cos \beta} \quad (\text{Eq. 12})$$

onde z (m) = profundidade da superfície de ruptura; L (m) largura média da superfície de ruptura; β = inclinação da superfície de ruptura; k_o = coeficiente de empuxo no repouso e Δp = peso da vegetação. A partir de estudos paramétricos, os autores observaram claramente o aspecto conservativo do estudo da estabilidade quando se desprezam os efeitos 3D.

5.3 Superfícies circulares

O método das fatias é a forma mais utilizada para estudos de estabilidade, pois não apresenta restrições quanto à homogeneidade do solo, à geometria do talude e ao tipo de análise (tensão total ou efetiva). Em outras palavras, o método das fatias permite que o solo seja heterogêneo, que o talude apresente superfície irregular e, principalmente, possibilita a inclusão de distribuição de poropressão e a análise pode ser realizada para condição mais crítica: após a construção ou a longo prazo. O método de solução consiste nas seguintes etapas:

$$\sum W_i \times x_i = \sum \tau_{\text{mobi}} \times R \quad (\text{Eq. 13})$$

Ou

$$\sum W_i \times (R \text{sen} \alpha_i) = R \times \sum \frac{c'}{FS} + N \frac{\tan \phi'}{FS} + (u_a - u_w) l \frac{\tan \phi^b}{FS} \quad (\text{Eq. 14})$$

Com isso, o FS, em termos efetivos e total, fica determinado como mostram as equações abaixo, sendo o FS mínimo obtido após se testar superfícies de ruptura possíveis:

$$\Rightarrow FS = \frac{\sum (c'l + N \tan \phi' + (u_a - u_w)l \tan \phi^b)}{\sum W_i \text{sen} \alpha} \quad (\text{Eq. 15})$$

A solução da equação básica para determinação do FS para superfícies circulares requer a determinação da força normal N. Uma vez que o número de equações é inferior ao de incógnitas, hipóteses sobre as forças interlamelares (E, X) deverão ser introduzidas para tornar o problema estaticamente determinado. Na escolha dessas hipóteses, reside a diferença entre os métodos de Fellenius (1936) e Bishop (1955).

No método de Fellenius, também denominado método sueco, o equilíbrio de forças em cada fatia é feito nas direções normal e tangencial à superfície de ruptura. Comparando-se com o método de Bishop, o método de Fellenius é conservativo, isto é, tende a fornecer baixos valores de FS.

No método de Bishop, o equilíbrio de forças em cada fatia é feito nas direções vertical e horizontal. Com isso, na direção vertical, considerando-se $b = l \cos \alpha$ e substituindo-se a tensão cisalhante na base da fatia pela equação de resistência ao cisalhamento, minimizada pelo FS, tem-se:

$$N \cos \alpha = W + X_n - X_{n+1} - s \text{sen} \alpha \quad (\text{Eq. 16})$$

ou

$$N \cos \alpha = W + X_n - X_{n+1} - \left[\frac{c'l}{FS} + N \frac{\tan \phi'}{FS} + (u_a - u_w)l \frac{\tan \phi^b}{FS} \right] \text{sen} \alpha \quad (\text{Eq. 17})$$

Considerando-se a $c = c' + (u_a - u_w)l \tan \phi^b$, chega-se a uma expressão para o esforço normal idêntica à obtida para solos secos ou saturados, com $u = 0$:

$$N = \frac{W + X_n - X_{n+1} - \frac{c'l}{FS} \text{sen} \alpha}{\cos \alpha \left\{ 1 + \frac{\tan \phi' \tan \alpha}{FS} \right\}} \quad (\text{Eq. 18})$$

Definindo-se como m_α o denominador da Equação (18) e substituindo-se a expressão da tensão normal efetiva (N) na Equação (_____), chega-se à expressão para cálculo do FS:

$$FS = \frac{1}{\sum W_i \text{sen} \alpha} \sum \left(cb + [W + (X_n - X_{n+1})] \frac{\text{tg} \phi'}{m_\alpha} \right) \quad (\text{Eq. 19})$$

Quanto às forças interlamelares (E, X), o método de Bishop propõe a eliminação do termo que envolve X, o que equivale a desprezar as parcelas relativas às componentes tangenciais, ou melhor:

$$\sum [(X_n - X_{n+1})] \frac{\text{tg}\phi'}{m_\alpha} = 0 \quad (\text{Eq. 20})$$

Com isso, o método não introduz qualquer consideração quanto às componentes horizontais das forças interlamelares. Desse modo, chega-se à expressão para cálculo do FS

$$\text{FS} = \frac{1}{\sum W_i \text{sen}\alpha} \sum \left([cb + W \tan \phi'] \frac{1}{m_\alpha} \right) \quad (\text{Eq. 21})$$

A Equação (21) é idêntica à equação convencional para solo seco ($u = 0$) e a solução é obtida de forma iterativa, tendo em vista que FS aparece em ambos os lados da equação.

5.4 Superfícies Não circulares

Como visto anteriormente, no caso de solos não saturados, é possível utilizar as soluções já conhecidas para cálculo do FS, desenvolvidas para diferentes formas de superfície de ruptura e hipóteses simplificadoras, anulando-se a parcela de poropressão e considerando-se a parcela de sucção mátrica no termo da coesão. Com isso, é possível utilizar os programas para cálculo da estabilidade em solos saturados para resolver problemas de taludes não saturados. Caso haja variação da sucção com a profundidade, esta pode ser considerada subdividindo-se a massa em diversas camadas e incorporando essa variação no parâmetro de coesão.

Assim sendo, os métodos de Spencer (1967), Sarma (1973, 1979), Morgenstern e Price (1965) e Jambu (1972), cujas principais características estão resumidas no Quadro 3, podem ser adotados em análises em solo não saturado.

Maiores detalhes sobre os métodos de estabilidade em solos saturados podem ser encontrados em Chowdhury (1978), Gerscovich (2012), Abramson *et al.* (1996), Brunsden e Prior (1984).

Quadro 3 – Principais características dos métodos de equilíbrio limite

Método	Forma da Superfície	Equilíbrio de Forças	Equilíbrio de Momentos	Comentários
Fellenius	Circular	A força N é obtida por equilíbrio em relação à normal à superfície de ruptura	Satisfaz	Elimina os termos das forças (E, X) interlamelares
Bishop	Circular	A força N é obtida por equilíbrio em relação à vertical	Satisfaz	Despreza a parcela das forças tangenciais (X) interlamelares
Spencer (1967)	circular	Satisfaz	Satisfaz	As forças interlamelares (X, E) são representadas por sua resultante, com inclinação constante (θ)

Método	Forma da Superfície	Equilíbrio de Forças	Equilíbrio de Momentos	Comentários
Sarma (1973, 1979)	Não circular	Satisfaz	Satisfaz	Introduz uma função de distribuição para as forças tangenciais (X) entre fatias
Morgenstern & Price (1965)	Não circular	Satisfaz	Satisfaz	A inclinação da resultante das forças interlaminares (X, E) é representada por uma função de distribuição
Jambu (1972)	Não circular	Satisfaz	Satisfaz	Existe método simplificado para incorporar efeitos das forças interlaminares

REFERÊNCIAS

ABRAMSON, L.A.W.; LEE, T. S; SHARMA, S. & BOYCE, G.M. (1996). Slope Stability and Stabilizations Methods. John Wiley & Sons, Inc. New York.

ANDRADE, M.H.N., DE CAMPOS, T.M.P & VARGAS JR, E.A. (1992). Retroanálise do Escorregamento da Encosta do Cactáreo. I Conferência Brasileira de Estabilidade de Encostas, Rio de Janeiro, v. I, pp. 161-172.

AUGUSTO FILHO, O. (1992). Caracterização geológico-geotécnica voltada à estabilização de encostas: uma proposta metodológica. Conferência Brasileira sobre Estabilidade de Encostas. Rio de Janeiro, v. II, pp. 721-733.

AUGUSTO FILHO, O. (1995). Escorregamentos em encostas naturais ocupadas: análise e controle. In: BITAR, O.Y. (Coord.). Curso de geologia aplicada ao meio ambiente. São Paulo: Associação Brasileira de Geologia de Engenharia (ABGE) e Instituto de Pesquisas Tecnológicas (IPT), 1995. cap. 3.4, p.77-100.

BISHOP, A.W. (1955). The Use of the Slip Circle in the Stability Analysis of Slopes, Geotechnique, 5(1): 7-17.

BISHOP, A.W.; ALPAN, I.; BLIGHT, G.E. & DONALD, I.B. (1960). Factors controlling the strength of partially saturated cohesive soils. Proc. Research Conference on Shear Strength of cohesive Soils - ASCE, VA, pp. 500-532.

BRUNSDEN, D. & PRIOR, D.B. (eds) (1984). Slope Instability, Wiley, Chichester. 620p.
 CALLE, J.A.C. (2000). Análise de ruptura de talude em solo não saturado. Dissertação de Mestrado. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. 177p.

CHOWDHURY (1978). Slope analysis. Amsterdam Elsevier Scientific Publishing Company, 423p.

COELHO NETO, A.L. (1987). Overland Flow Production in a Tropical Rainforest Catchment: The role of litter cover. *Interdisciplinary Journal of Soil-Science Hydrology-Geomorphology - CATENA*, v.14(3): 213-231.

CHEN, L.E & YOUNG, M.H. (2006). Green-Ampt infiltration model for sloping surfaces *Water Resources Research* vol 42 (7):1-9.

COSTA NUNES, A. J. de (1969). Landslides in Soil of decomposed rock due intense rainstorms. *Proceedings of International Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering, Mexico*, v. II, pp. 547-554.

D'ORSI, R.N. (2013). Sistema de Alerta de chuvas intensas e de acidentes geotécnicos em encostas: a Experiência do Município do Rio de Janeiro. VI Conferência Brasileira sobre Estabilidade de Encostas, Angra dos Reis (RJ), CD-ROM.

DE CAMPOS, T.M.P.; MONCADA, M.P.H.; VELLOSO, R.Q.; AMARAL, C.P. & VARGAS JR. E.A. (2006). Evaluation of the failure mechanism of an unsaturated tropical soil slope. *Unsaturated Soils GSP 147*, Edited by Miller, G. A.; Zapata, C. E.; Houston, S. L.; & Fredlund, D.G., American Society of Civil Engineers, ASCE Library pp 485-496.

DE CAMPOS, T.M.P.; MONCADA, M.P.H. & AMARAL, C.P. (2008). Retro-análise do escorregamento do Túnel Rebouças. XII Congresso Brasileiro de Geologia de Engenharia e Ambiental, Porto de Galinhas, CD-ROM.

DE CAMPOS, T.M.P.; AMARAL, C.P.; MONCADA, M.P.H. & VELOSO, R.Q. (2005). Avaliação preliminar das causas de ruptura de uma encosta em Nova Friburgo, RJ. IV Conferência Brasileira sobre Estabilidade de Encostas, v. II, pp. 721-732.

DUNCAN, J.M. (1996) State of the art: Limit Equilibrium and Finite Element Analysis of Slopes. *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, 122(7): 577-596.

EHRlich, M; SILVA, R.C. & SARAMAGO, R.P. (2013). Escavações em solos residuais de gnaiss com falhas geológicas. VI Conferência Brasileira de Estabilidade de Encostas, v. 1, 36-44,

FELLENius, W. (1936). Calculation of Stability of earth dams. 2nd Congress on Large Dams, Washington, v. 4, pp. 445-463.

FREDLUND, D.G. & MORGENSTERN, N.P. R. (1977). Stress state variables for unsaturated soils. *Journal of Geotechnical Division ASCE*, v.103, n. GT5. pp. 447-466.

FREDLUND, D.G. & RAHARDJO, H. (1993). Soil mechanics for unsaturated soils, John Wiley, New York. 518p.

FUTAI, M.M.; ALMEIDA, M.S.S & LACERDA, W.A. (2005). Evolução de uma Voçoroca por Escorregamentos Retrogressivos em Solo Não saturado. IV Conferência Brasileira sobre Estabilidade de Encostas, São Carlos v. 1., pp. 443-452.

FUTAI, M. M.; MELO, D.F.M.; CARDOSO JUNIOR, C R; DUEÑAS, V. Z. (2011) Key-note Lecture: Estabilidade de Encostas em condições não-saturadas. In: VII Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados, 2011, Pirenópolis. Anais do VII Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados. Pirenópolis: ABMS, 2011. v. 2. pp. 1-20.

GERSCOVICH, D.M.S. (2012). Estabilidade de Taludes. Oficina de Textos. 166p.

GERSCOVICH, D.M.S.; DE CAMPOS, T.M.P. & VARGAS JR., E. (2011). Back Analysis of a Landslide in a Residual Soil Slope in Rio de Janeiro, Brazil. Soils and Rocks, 14(2): 139-149.

GERSCOVICH, D.M.S.; DE CAMPOS, T.M.P. & VARGAS JR, E. (2008). A Retro-Análise da Ruptura de Encosta no Rio de Janeiro. XI Congresso Nacional de Geotecnia, Coimbra. V.III pp. 115-122.

GERSCOVICH, D.M. S.; DE CAMPOS, T.M.P. & VARGAS JR., E. (2006). A On the evaluation of unsaturated flow in a residual soil slope in Rio de Janeiro, Brazil. Engineering Geology 88: 23-40.

GREEN, W.H. & AMPT, G.A. (1911). Studies in Soil Physics: I. Flow of air and water through soils. Journal of Agricultural Science, 4:1-24.

GUIDICINI, G. & NIEBLE, C.M. (1983). Estabilidade de taludes naturais e de escavação. Edgard Blucher, São Paulo. 196p.

HILLEL, D. (1971). Soil and Water: Physical Principles and Processes, Academic Press. New York, 288p.

HUTCHINSON, J.N. (1968). Mass movement. In The encyclopedia of geomorphology, ed. R. W. Fairbridge. New York: Reinhold Book Corp., 688-696.

JAMBU, N. (1954). Application of Composite slip surfaces for stability analysis. European Conference on Stability of Earth Slopes, Stockholm 3: pp. 39-43.

JAMBU, N. (1957). Earth pressure and bearing capacity calculation by generalized procedure of slices. 4th Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, London, v. II, pp. 207-212.

JAMBU, N. (1968). Slope Stability Computations. Soil Mechanics and Foundation Engineering Report. Technical University of Norway, Trondheim.

LAMBE, T.W. & WHITMAN, R.V. (1969). Soil Mechanics, John Wiley & Sons Inc. New York. 553p.

MATOS, M.M. (1974). Stability of slopes in residual soils. Master Thesis. Department of Civil Engineering, University of Alberta, Canadá, 220 p.

MICHELETTO, M. (2007). Desenvolvimento e implementação de procedimentos numéricos para simulação de fluxo em grandes áreas. Dissertação de mestrado, Departamento de Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro. 152p.

MORGENSTERN, N.R. & PRICE, V. E. (1965) The analysis of the stability of general slip surfaces. Geotechnique, vol 15 no.1, p 79-93.

RAWLS, W. J.; BRAKENSIEK, D.L. e MILLER, N. (1983) Green-Ampt Infiltration Parameters from Soils Data. ASCE. Hydraulic Engineering, 109:62-70.

SALES, M.M.; CAMPOS, L.E.P.; FERREIRA, S.R.M.; CRUZ, J. Q. & VARGAS, C.A.L. (2012). Risco em obras devido à infiltração. CAMAPUM DE CARVALHO, J.; GITARANA JR., G.F.N. & CARVALHO, E.T.L. (orgs.). Tópicos sobre infiltração: teoria e prática aplicada a solos tropicais. Universidade de Brasília, pp. 445-456.

SARMA, S.K. (1973). Stability analysis of embankments and slopes. Geotechnique 23(3): 423-433.

SARMA, S.K. (1979). Stability analysis of embankments and slopes. Journal of Geotechnical Engineering Division of American Society of Civil Engineers. V.105, n. GT12, pp.1511-1524.

SARMA, S.K. (1987). A note on the stability analysis of slopes. Geotechnique, 37(1): 107-111.

SPENCER, E. (1967). A Method of Analysis of the Stability of Embankments assuming parallel inter-slices forces. Geotechnique, 17: 11-26.

SPENCER, E. (1968). Effect of tension on stability of embankments. J. Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, 120(5): 856-871.

TEIXEIRA, E.K.C.; AZEVEDO, R.F.; CANDIDO, R.F.; RIBEIRO, A.G.C. & SOUZA, T.S.C. (2014). Efeito da infiltração de águas pluviais na estabilidade de taludes. XVII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica., Goiânia, CD-ROM.

TERZAGHI, K. & PECK, R.B. (1967). Soil Mechanics in Engineering Practice, John Wiley & Sons, New York, 729 p.

VARGAS, M. (1985) The concept of tropical soils (Brazilian Society for Soil Mechanics), 1st International Conference on Geomechanics in Tropical Laterite and Saprolitic Soils, Brasília, v. 3, pp. 101-134.

VARNES, D.J. (1978). Slope movement types and processes. Landslides: Analysis and Control. Special report 176 (Eds: Schuster, R. L. & Krizek, R. J.). Transportation and Road Research Board, National. Academy of Science, Washington D. C., pp. 11-33.

WILSON, C.J. (1988). Runoff and pore pressures in hollows. PhD Thesis, University of California, Berkeley.

WOLLE, C W (1988). Análise de escorregamentos translacionais numa região da Serra do Mar no contexto de uma classificação de mecanismos de Instabilização de Encostas. Tese de Doutorado. Escola Politécnica. Universidade de São Paulo. 340p.

Capítulo 26

BARRAGENS DE TERRA E SOLOS NÃO SATURADOS

Francisco Chagas da Silva Filho
Antonio Nunes de Miranda
Vanda Tereza Costa Malveira
Raimundo Leidimar Bezerra

1. INTRODUÇÃO

As barragens de terra e enrocamento têm sido construídas desde remota antiguidade. Cerca de 4.000 anos a.C., tem-se conhecimento da sua construção, como a barragem Saad el Kafara, construída 3.000 anos a.C., próxima à cidade do Cairo, no Egito. Mesmo assim, apenas no final do século XIX, as barragens de terra passaram a ter a configuração semelhante às construídas atualmente (Sandroni, 1989).

Barragens de terra são construídas com material compactado e seu maciço permanece sempre não saturado em vários trechos, principalmente, nos casos de existência de sistema de drenagem interna, que proporciona uma condução das águas infiltradas no aterro e/ou na fundação para o exterior, mantendo o espaldar de jusante não saturado.

Na compactação dos solos, durante a construção da barragem, não ocorre a expulsão completa do ar presente dos vazios. Em seguida, após o enchimento do reservatório, as zonas do maciço com baixas a moderadas pressões de água e dependendo do tipo de solo, permanecerão com grau de saturação abaixo de 100%..

Este capítulo apresenta, inicialmente, os fatores importantes que definem a escolha do tipo de barragem. Apresentam-se, em seguida, casos de acidentes de barragens, bem como se discutem as possíveis suas causas, relacionando-os com o tema de solos não saturados.

A percolação pelo maciço e pela fundação se configura em um dos tópicos mais importantes na engenharia de barragens, tendo em vista, principalmente, que mais da metade dos problemas registrados nas barragens de terra estão associados à percolação. A possibilidade de instabilidade dos taludes de montante e de jusante deve ser verificada durante a construção e após a entrada em operação do reservatório.

2. FATORES QUE INFLUENCIAM A ESCOLHA DO TIPO DE BARRAGEM

A fase preliminar do projeto de uma barragem compreende a avaliação de alternativas quando se busca a melhor relação benefício-custo, que resulta da melhor combinação entre tipo e altura da barragem, tipo e localização do vertedouro para o volume de reservatório que corresponde à melhor eficiência hídrica.

O diagnóstico dos fatores físicos relevantes nessa fase deve ser feito por profissional com larga experiência em obras similares, uma vez que o detalhamento dos fatores físicos só será concluído posteriormente, isto é, após a escolha definitiva da melhor alternativa para as obras.

A definição do tipo de barragem a ser adotado depende das características topográficas, hidrológicas, geológico-geotécnicas do local das obras, forma do boqueirão, materiais disponíveis para construção, regime pluviométrico da região, características geomecânicas da fundação e magnitude das cheias da bacia hidrográfica.

2.1 Tipos de barragens

A classificação do tipo de barragem, nesse contexto, é função do material que predomina na estrutura de barramento. Assim sendo, barragem de terra pode ser definida como uma estrutura de barramento construída, principalmente, com solo compactado não saturado, com materiais arenosos e pétreos nos elementos de drenagem e proteção, podendo ser predominantemente homogênea ou composta com tipos diferentes de zonas.

Sherard (1987), descrevendo a experiência brasileira adquirida em fissuramento de barragens, menciona que, no sudeste do Brasil, pela escassez de depósitos de areia e pedregulho suficientes para a construção de barragens com maiores zonas permeáveis, os maciços são construídos, muitas vezes, com seções homogêneas, com filtros tipo chaminé, verticais com espessuras em torno de um metro.

Uma barragem de enrocamento é uma estrutura de barramento na qual predominam blocos de rocha na constituição do maciço, complementado com zonas impermeáveis e elementos de transição. Essas barragens também são denominadas de mistas solo-enrocamento e tiveram o desenvolvimento associado, além dos aspectos relacionados com os materiais disponíveis, à confiança obtida com os critérios de filtragem utilizados até então.

Esse tipo de barragem foi introduzido em 1942 com a construção da barragem de Nantahala, nos Estados Unidos (Sherard *et al.*, 1963). Essa barragem possui altura de 80 m, com núcleo delgado inclinado com proteções e transições filtrantes a montante e jusante. No Ceará, o Departamento Nacional de Obras Contra as Secas - DNOCS construiu a barragem Edson Queiroz, com núcleo inclinado para montante e espaldares de enrocamento.

Uma barragem de concreto constitui-se de uma estrutura de concreto, convencional ou compactado a rolo, com elementos de drenagem. Um exemplo desse tipo de barragem é o Castanhão, também no estado do Ceará, construída com concreto compactado a rolo.

A Figura 1 mostra, de forma esquemática, alguns tipos de barragens, ressaltando-se os trechos permeáveis, impermeáveis e sistema de drenagem interna, sem o objetivo de especificar quais os tipos de materiais utilizados. A definição do tipo de barragem a ser adotado depende das características topográficas, hidrológicas, geológico-geotécnicas do

local das obras, forma do boqueirão, materiais disponíveis para construção, regime pluviométrico da região, características geomecânicas da fundação e magnitude das cheias da bacia hidrográfica.

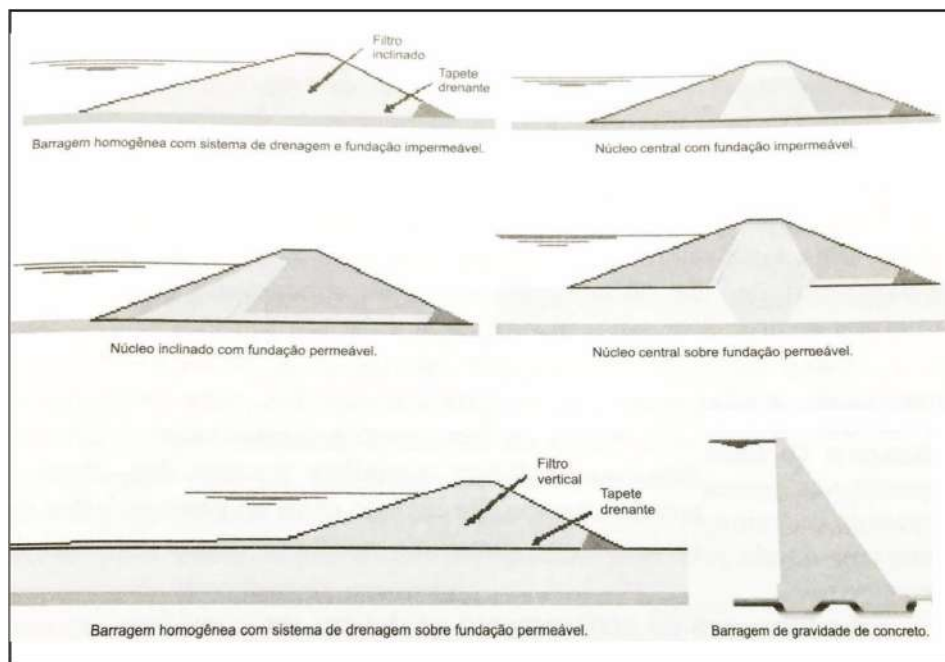


Figura 1 – Tipos usuais de barragens de terra, enrocamento e de concreto (Wilson e Marsal, 1979)

2.2 Fatores topográficos

A forma do boqueirão, fator físico que o projetista pode diagnosticar preliminarmente em uma visita ao local das obras, pode antecipar eventuais restrições quanto à trabalhabilidade na fase de implantação das obras para determinado tipo de barragem.

A implantação de zonas de terra compactada em um boqueirão de ombreiras muito íngremes requer uma logística especial para a execução da fundação e o lançamento das primeiras camadas nas ombreiras, quer por dificuldades de acesso, quer pela necessidade de inclusão de elementos especiais para aumentar o caminho de percolação e a junção do conjunto maciço-fundação. As ombreiras íngremes podem apresentar rocha aflorante ou reduzida cobertura de solo.

Por outro lado, a implantação de uma barragem em concreto nesse tipo de boqueirão não apresentaria restrições sob os aspectos de trabalhabilidade, destacando-se que esse tipo de barragem pode ter sua execução iniciada a partir da calha do rio, enquanto que, em uma barragem de terra, a última etapa construtiva deve ser no trecho central, por questões

de segurança contra galgamentos eventuais durante a execução, como no caso da barragem Orós, no Ceará.

Os boqueirões de ombreiras suaves, de um modo geral, não apresentam restrições a qualquer tipo de barragem sob os aspectos construtivos ou de trabalhabilidade.

2.3 Fatores Geológicos-Geotécnicos

2.3.1 Materiais de construção

A disponibilidade e localização dos materiais naturais de construção são determinantes para a construção das barragens de terra. A distância de transporte entre o local das obras e os locais de empréstimo de materiais é fator de custo importante, compreendendo-se as despesas com equipamentos e a manutenção de acessos. Esses afastamentos devem ser considerados não só horizontalmente, pois jazidas em locais elevados requerem acessos longos devido às restrições das rampas que devem ser condizentes com os equipamentos e carga a serem transportados.

Não existem restrições quanto ao tipo de material, exceto os de composição orgânica ou excessivamente grãos, para execução de barragens de terra. Os atuais conhecimentos geotécnicos e técnicas construtivas permitem que se defina o melhor arranjo das zonas de materiais constituintes do maciço de acordo com as propriedades dos materiais, dando prioridade aos materiais mais próximos do local das obras.

As barragens de enrocamento só devem ser consideradas como alternativa se os blocos de rocha que constituirão o maciço forem provenientes de escavação obrigatórias, tais como escavações do canal do vertedouro. As escavações para a implantação da tomada d'água são significativas em barragens cuja finalidade é a geração de energia.

Atualmente, as soluções em barragem de enrocamento têm sido preteridas diante do custo e da facilidade de execução das barragens de concreto compactado com rolo.

2.3.2 Características Geomecânicas da Fundação

O material da fundação da barragem, assim como o material do maciço, deve ser caracterizado detalhadamente do ponto de vista da permeabilidade de resistência e compressibilidade, sendo, em geral, a compressibilidade aqui destacada para verificar a relação com o tipo de barragem. Geralmente, na fundação, não ocorre a presença de solos não saturados que venham a apresentar influência significativa durante a construção e a operação da barragem. No entanto, Miranda e Menescal (1994) apresentam análise numérica de uma barragem de gravidade construída sobre a fundação constituída de solo colapsível.

Com relação ao tipo de fundação, a de terra apresenta os menores índices de restrições. Considerando-se uma mesma altura para os três tipos de barragem apresentados e as densidades médias dos materiais constituintes, conclui-se, facilmente, que as solicitações para essas barragens são menores do que as de uma zona de enrocamento, que, por sua vez, são menores que as solicitações geradas pela carga de uma barragem de concreto.

Nas barragens de enrocamento, há que se considerar o recalque diferencial resultante da diferença de densidades entre a zona impermeável e o enrocamento. O recalque dife-

rencial gerado por esse tipo de estrutura exige uma fundação que apresente uma capacidade de carga que seja indiferente a essa condição.

Assim, para casos de obras de pequeno porte, as barragens de enrocamento podem exigir mais capacidade de carga de uma fundação do que uma barragem de concreto, contrariando a tendência geral, qual seja, as barragens de concreto são as mais exigentes em termos de fundação, uma vez que as cargas são mais concentradas tanto pela esbeltez da estrutura quanto pela densidade do concreto superior às dos demais materiais.

2.4 Fatores hidrológicos

2.4.1 Pluviometria

Há dois aspectos a serem considerados com relação às características pluviométricas nos projetos de barragens: a distribuição e média pluviométrica anual. A primeira, quando do planejamento do cronograma físico das obras e, a segunda, no balanço das disponibilidades de água para as demandas no período de construção, principalmente no semiárido nordestino (Silva Filho e Malveira, 2004).

No semiárido, as chuvas são, de modo geral, escassas, com concentrações média em três meses, que variam de acordo com a latitude; os serviços de terraplenagem não podem ser planejados para esse período, devendo, o cronograma físico, adaptar-se a essas condições.

No caso de barragens de enrocamento, dada a impossibilidade de execução da zona impermeável nos períodos com maiores intensidades pluviométricas, a melhor alternativa é a de zona impermeável no paramento de montante, que permite a execução da zona de enrocamento, antecipadamente, independente da zona impermeável, que poderá ser executada quando as condições meteorológicas assim o permitirem.

O arranjo da zona impermeável no paramento de montante apresenta vantagem na execução do maciço, além da flexibilidade do cronograma físico. É importante verificar as fontes de reservas hídricas para a execução dos maciços de terra compactada, principalmente, para barragens cujo cronograma físico seja plurianual.

2.4.2 Cheia

Na fase preliminar de definição do arranjo geral das obras – barragem, vertedouro, tomada d'água –, o local e o tipo de vertedouro influenciam fortemente nos outros tipos de estruturas, exceto quando a cheia é de pequena magnitude.

Nas barragens não submersíveis, a posição ideal do vertedouro seria do tipo isolado das demais estruturas, sem afetá-las sob os aspectos técnicos e construtivos. A topografia nem sempre oferece condições propícias para um vertedouro isolado, com condições de fundação compatíveis para a estrutura descarregadora das cheias.

A cheia pode ser de grande magnitude de modo a influenciar fortemente o tipo de barragem concebido em projeto. Pode ocorrer, por exemplo, um local que, embora apresente condicionantes físicos favoráveis à implantação de uma barragem de terra, tais como ombreiras suaves; sela topográfica numa das ombreiras; uma fundação compressível

ou de baixa resistência, porém compatível com a estrutura de um maciço de terra; abundante disponibilidade de solos nas proximidades do local das obras e, ainda assim, este tipo de estrutura não possa ser viabilizado devido à magnitude da cheia que exigiria uma largura de vertedouro excedente à oferecida pela sela topográfica.

Nesse caso, como o vertedouro teria que avançar além das ombreiras no sentido do trecho central do boqueirão, uma avaliação das condições de execução do contato vertedouro-maciço de terra e as implicações técnicas relativas ao controle de percolação no trecho, comparadas a uma solução alternativa em barragem de concreto vertedouro, mesmo com as restrições na fundação, podem resultar a segunda alternativa como mais econômica.

Atualmente, com os processos de execução de concreto compactado a rolo consolidados, a alternativa em concreto com vertedouro na altura da calha do rio apresenta-se como a melhor solução, quer do ponto de vista hidráulico, quer do ponto de vista econômico, quer do ponto de vista ambiental. Do ponto de vista hidráulico, tem-se um dissipador de energia na face de jusante, constituído pelos degraus gerados pelas camadas de lançamento do processo construtivo, que reduz o porte e, conseqüentemente, os custos das estruturas de dissipação. Do ponto de vista ambiental, tem-se como vantagem a permanência do rio em seu caudal natural, eliminando, também, as devastações nas ombreiras para implantação de vertedouros.

3. ACIDENTES E INCIDENTES EM BARRAGENS

A compactação em barragens tem por objetivo reduzir a deformabilidade dos materiais, melhorar a estabilidade, diminuir a permeabilidade e a susceptibilidade dos solos a processos de erosão interna (Marsal e Resendiz, 1975). O maciço, durante a construção, no final e após a entrada em operação do reservatório, está sujeito a variações no estado de tensões, ocasionando deformações, sendo, em geral, comum a formação de fissuras no corpo da barragem. Esses fissuramentos são potencializados pela redução da sucção durante o enchimento da barragem.

Embora os solos compactados apresentem, em geral, alta resistência à erosão interna, é necessária a previsão de dispositivos de drenagem no interior do maciço para conduzir as águas de percolação para o seu exterior sem carreamento de partículas. Também, a erosão superficial não pode ser garantida apenas pela compactação, sendo importante a existência de drenagem superficial ou utilização de materiais de livre drenagem. Esses procedimentos podem garantir a manutenção de zonas permanentemente não saturadas, melhorando as condições de estabilidade do maciço.

O fluxo de água contínuo sobre um maciço compactado pode levar, em poucas horas, à ruptura completa de um maciço, pois, além da redução de sucção com amolecimento do material compactado, intensifica-se o processo erosivo superficial.

Entretanto, tem-se registros de existência de galgamento na barragem Trairi, construída pelo DNOCS, onde não se verificou o rompimento completo do maciço, ou seja, o trecho de montante da barragem manteve-se no local, evitando o esvaziamento completo do reservatório. A Figura 2 mostra três exemplos de barragens brasileiras, onde o transbordamento causou a destruição total ou parcial do maciço. As barragens Santa Cruz e

Trairi transbordaram devido à ruptura de pequenos reservatórios a montante. A barragem do Orós apresentou galgamento durante a fase de construção, tendo em vista a ocorrência de chuvas intensas, ainda com a cota do vertedouro abaixo do previsto em projeto.

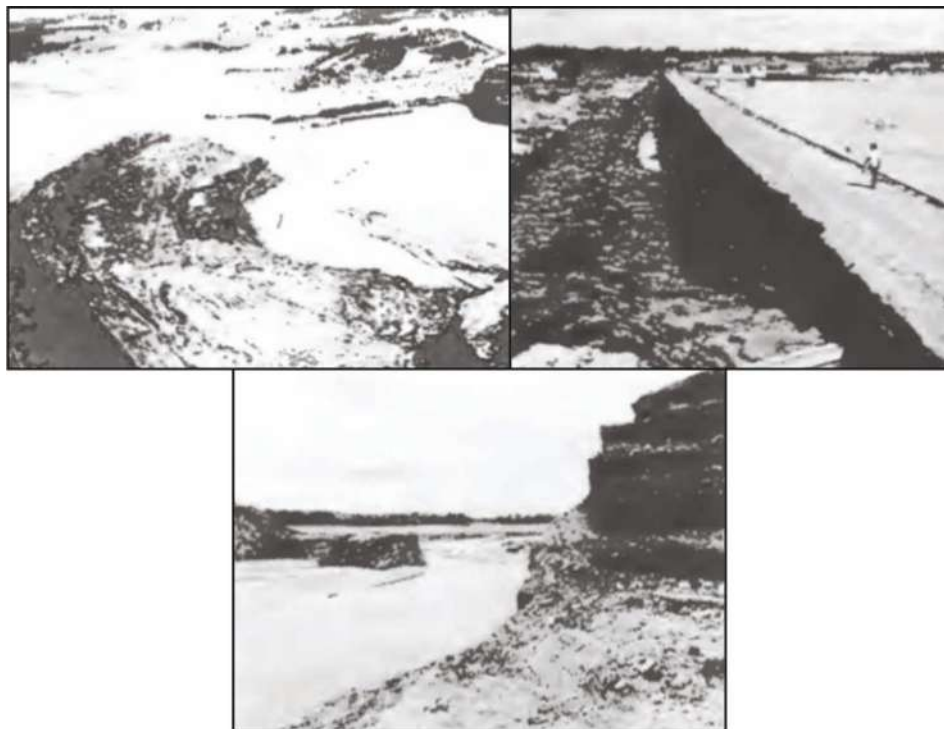


Figura 2 – Transbordamento em barragens de terra: Orós, Trairi e Santa Cruz (Silva Filho e Malveira, 2005)

Como mencionado, os dispositivos de drenagem interna conduzem as águas de percolação para o exterior sem a formação de tubos erosivos e aumentando a estabilidade da zona de jusante por diminuição de poropressão e geração de sucção. Entretanto, o sistema de drenagem é dimensionado para trabalhar com gradientes controlados. Um exemplo em que isso não ocorreu foi na barragem Joana, no estado do Piauí. Por uma falha na tubulação da tomada d'água, o sistema de drenagem recebeu volume de água excedente à sua capacidade de drenagem, favorecendo a geração de gradientes elevados e tendo resultado o carreamento e a formação de erosão regressiva, configurando-se em um tubo erosivo de dimensões alarmantes, conforme se vê na Figura 3.

Após a conclusão do maciço, durante e após o enchimento do reservatório, é comum a ocorrência de deformações com a geração de recalques diferenciais que, em geral, proporcionam a formação de fissuras no corpo da barragem. As fissuras têm origem em vários aspectos que dependem do tipo de fundação, do maciço zoneado e da redução da sucção do solo não saturado do maciço.

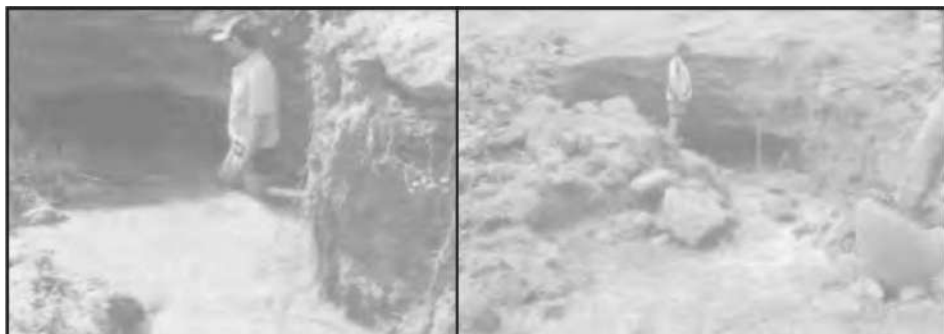


Figura 3 – Entubamento causado por falha na tomada d’água da Barragem Joana (Silva Filho e Malveira, 2005)

As fissuras podem apresentar-se transversalmente ou longitudinalmente ao maciço. As fissuras que se configuram em maior preocupação são as transversais, pois podem gerar caminhos preferenciais de percolação, concentrados através do núcleo e com a possibilidade de ocorrência de formação de entubamento em sequência. Essas fissuras são causadas por recalques diferenciais entre trechos adjacentes do aterro e são usualmente localizadas entre as ombreiras e a parte central do vale.

A fissura transversal mais preocupante ocorre quando a fundação sob as partes mais elevadas do maciço é compressível (solo colapsível, por exemplo) enquanto que as ombreiras são constituídas de rochas relativamente incompressíveis e com inclinações elevadas, conforme se vê esquematicamente na Figura 4. Nesses casos, as fissuras podem ser relativamente verticais ou inclinadas.

As fissuras longitudinais e transversais não podem ser observadas se a superfície dos taludes estão cobertas por materiais não coesivos, tais como areia, pedregulho e o enrocamento do *riprap*.

No passado, era possível verificar a utilização dos taludes de montante e jusante com placas de concreto em toda a superfície. Um exemplo desse tipo de solução é a barragem General Sampaio, no estado do Ceará. Nesses casos, os recalques diferenciais e fissuramentos são impedidos de se visualizar. Nessa barragem, muitos anos após a entrada em operação, foram constatados rompimentos das placas em vários pontos, sugerindo que, abaixo da proteção, ocorreram as deformações, embora não tenham sido detectadas. A Figura 5 mostra a seção transversal e uma foto com a indicação do rompimento localizado das placas de proteção.

Embora o fissuramento longitudinal não apresente, normalmente, o mesmo perigo do fissuramento rtransvesal, ocorrem frequentemente e são produzidas através de vários tipos de movimentos diferenciais. Por exemplo, em barragem com núcleo e *cutoff* compactados, possuindo menor compressibilidade do que a fundação natural sob os espaldares de montante e de jusante, apresentam fissuras longitudinais formadas pela tendência dos taludes em recalcarem mais do que a crista. Além disso, a inundação do maciço durante o primeiro enchimento causa uma redução significativa da sucção, facilitando a ocorrência do incidente.

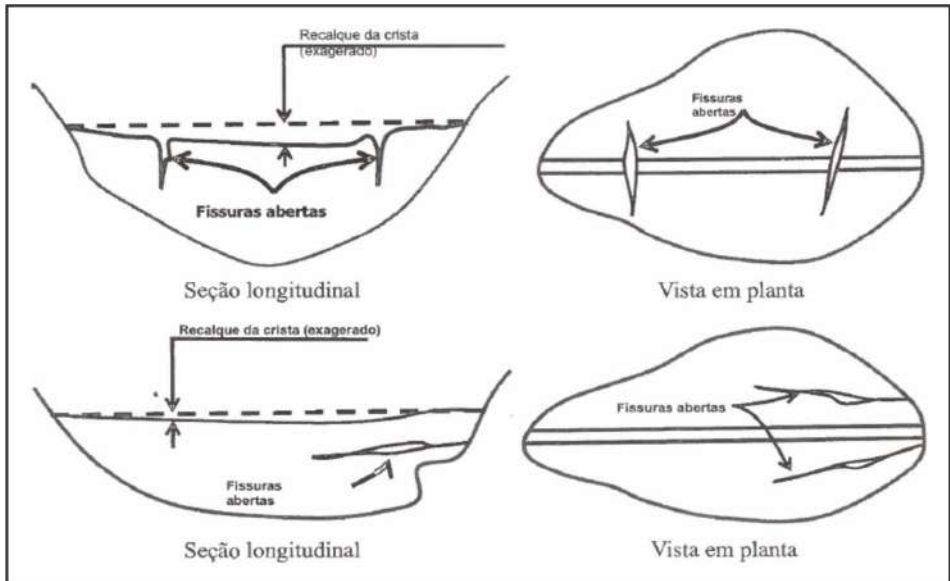


Figura 4 – Tipos de fissuras transversais devido a recalques diferenciais (Sherard *et al.*, 1963)

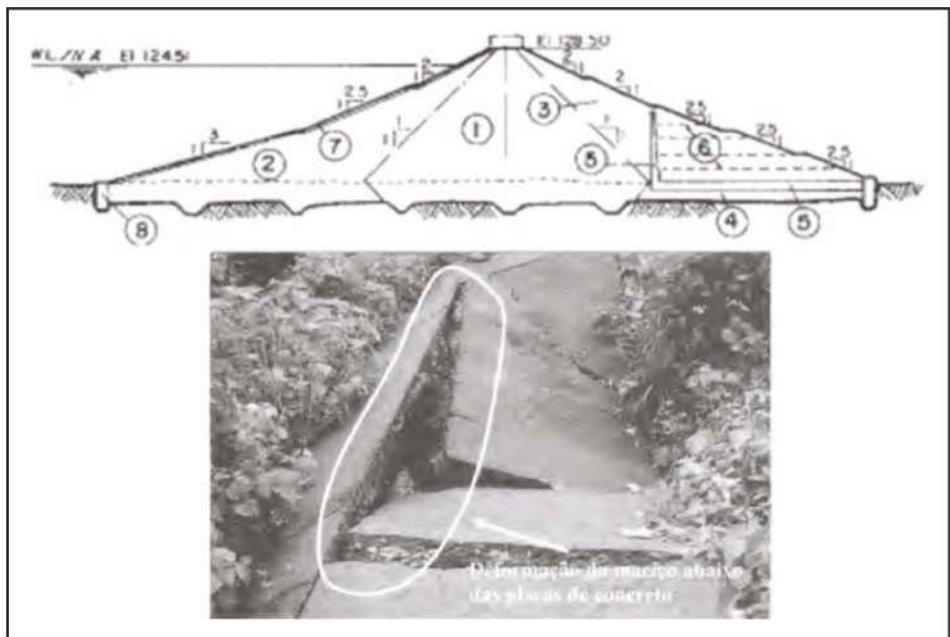


Figura 5 – Barragem General Sampaio: seção transversal e rompimento de placas (Silva Filho e Malveira, 2005)

Nas barragens com núcleo central impermeável e zonas de enrocamento a montante e jusante, isso ocorre porque os espaldares de montante e de jusante continuam a se comprimir após construção, o mesmo não ocorrendo com o núcleo (Sherard *et al.*, 1963).

É importante mencionar que o principal perigo se verifica quando as fissuras longitudinais estão associadas com as transversais, que não se apresentam visivelmente e ocorrem através do núcleo do maciço. Além desses tipos de fissuras, existe outra forma que não pode ser observada da superfície, são as fissuras internas.

Maranha das Neves (1990) menciona a importância do filtro a jusante de núcleo impermeável, onde se tem a limitação da velocidade de fluxo em uma fissura através de filtro a jusante do núcleo, cuja face de montante seja progressivamente colmatada pelos materiais erodidos do núcleo (Figura 6). Nessa figura, também se pode verificar a ocorrência de uma fissura longitudinal na barragem do Trussu no Ceará, visualizada no coroamento da barragem.

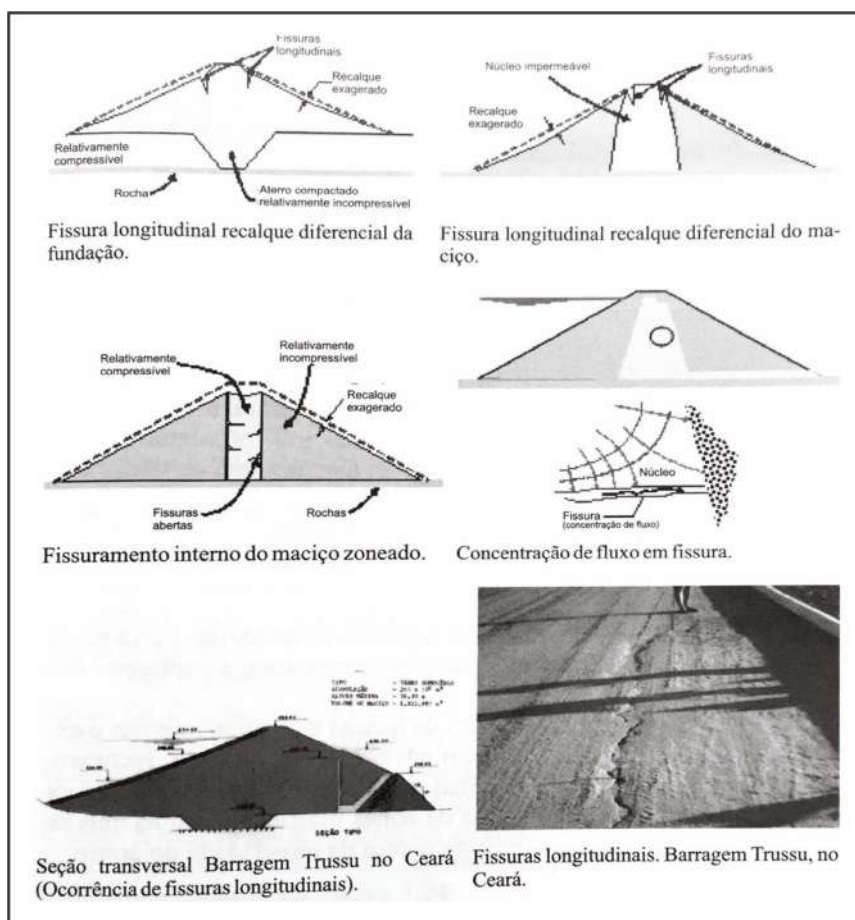


Figura 6 – Fissuramento longitudinal em barragens de terra (Silva Filho e Malveira, 2005)

Em pequenas barragens construídas no Nordeste do Brasil, é comum, também, a ocorrência de rupturas durante o primeiro enchimento do reservatório. Essas obras são, muitas vezes, executadas com material sem a umidade e compactação adequados. Com isso, essas estruturas apresentam um comportamento potencialmente colapsivo (Miranda, 1988; Pereira, 1996; Silva Filho, 1998), ou seja, durante o primeiro enchimento em várias partes do maciço, ocorre a diminuição da sucção, causando uma geração de tensões de tração nesses pontos. Devido à existência das pressões de água no maciço, tem surgimento, em seguida, as rupturas hidráulicas, promovendo, posteriormente, a própria ruptura da barragem.

A Figura 7 mostra os resultados de uma análise numérica de uma pequena barragem hipotética durante enchimento (Silva Filho e Malveira, 2005). A análise mostra uma malha de elementos finitos deformada com os deslocamentos exagerados em 10 vezes para melhorar a visualização. Nessa mesma figura, é mostrada a configuração de uma pequena barragem após rompimento por colapso.

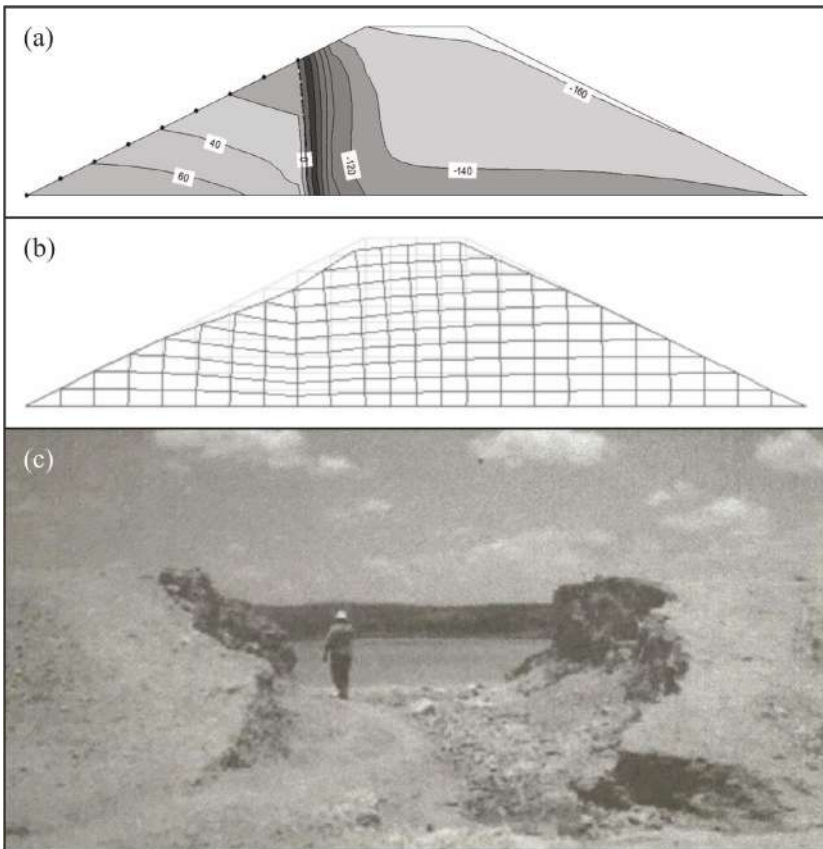


Figura 7 – Ruptura de maciço por colapso durante enchimento de pequena barragem de terra (Silva Filho e Malveira 2005)

Miranda (1988) sugeriu que essas pequenas barragens poderiam ser construídas com material metaestável (baixas energia e umidade) desde que a parte central do maciço fosse construída nas condições ótimas, e, dessa forma, não haveria propagação do colapso por inundação de montante para jusante sem a destruição completa da barragem.

Também, para evitar o colapso dessas pequenas barragens, construídas com material muito fofo (sem compactação adequada) e com baixa umidade, Pereira (1996), realizando estudos numéricos, propôs a construção de um maciço zonado por energia de compactação e umidade, ou seja, com pequenos trechos de montante e jusante compactados nas condições normais de energia de compactação. Além disso, sugere a utilização de um pequeno dreno para evitar o fluxo de água para o trecho de jusante que poderia romper a barragem por colapso (Figura 8).

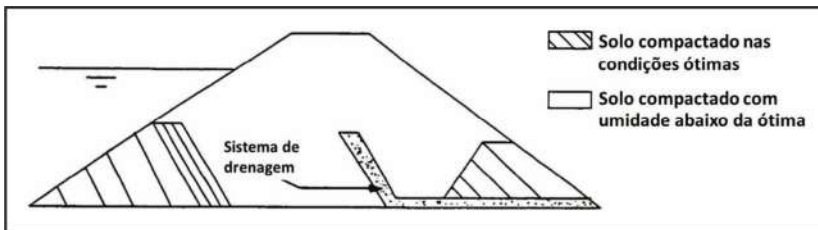


Figura 8 – Seção transversal proposta por Pereira (1996) para evitar colapso das pequenas barragens compactadas com material no ramo seco

Em pesquisa realizada por Lôbo Neto (2013) com a orientação do primeiro autor deste capítulo, foi construída uma pequena barragem usando-se a proposta de Miranda (1988) para verificar a eficiência da estrutura ao colapso por inundação e diminuição de sucção. Os resultados mostraram que havia deformações durante o enchimento nos trechos de montante e de jusante, mas sem generalização e sem o rompimento completo da barragem. A Figura 9 mostra o desenho da seção transversal da pequena barragem experimental.

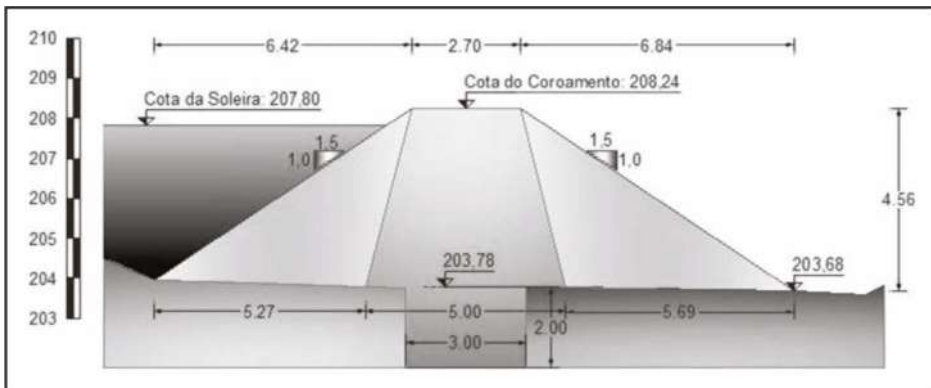


Figura 9 – Seção transversal da barragem experimental com a indicação do material do núcleo compactado nas condições ótimas e os espaldares no ramo seco

A Figura 10 mostra que, numericamente, Lôbo Neto (2013) fazia previsões de colapso nos espaldares, mantendo a parte central sem deformações por redução de sucção. Foram monitoradas as variações de poropressão e sucção e identificaram-se, visualmente, os trechos de colapso da barragem, conforme a Figura 11.

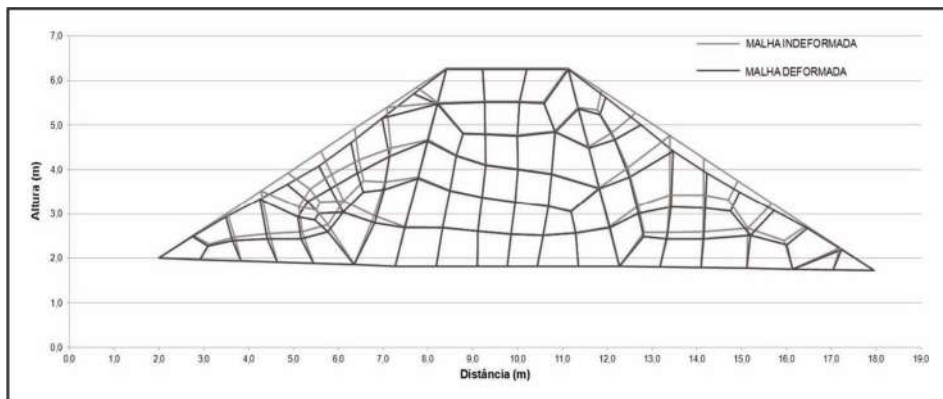


Figura 10 – Malha indeformada e deformada do maciço da barragem experimental, onde se pode verificar a distinção de comportamento em função da variação de sucção proveniente do enchimento da barragem



Figura 11 – Visão do colapso da barragem experimental: (a) fissuramento no talude jusante e (b) rachaduras no talude de montante ocasionadas pela diminuição de sucção

4. PERCOLAÇÃO EM BARRAGENS DE TERRA

Mais da metade dos acidentes em barragens de terra registrados são causados por problemas associados ao controle de percolação. Pelo aterro, é possível se controlar, de forma mais efetiva, a condução das vazões de percolação para fora do maciço sem causar danos que comprometam a segurança da barragem. Na fundação, entretanto, não se tem a mesma garantia, tendo em vista a dependência mais acentuada dos aspectos geológicos e geotécnicos do local da obra.

Neste capítulo, serão apresentados detalhes de percolação pelo aterro, com vistas a entendimento das exigências de modelagem, levando-se em consideração os aspectos relacionados com os solos não saturados. Serão apresentados os resultados de enchimento e esvaziamento de uma barragem de terra homogênea.

4.1 Enchimento e esvaziamento de uma barragem de terra

Essa fase ocorre com percolação em condições transientes com variação do grau de saturação com o tempo. Para a realização da previsão do enchimento, é necessária a determinação da função condutividade hidráulica, que é estimada a partir da curva de retenção de água dos materiais constituintes do maciço.

O exemplo mostrado na Figura 12 é de uma barragem homogênea com 10 m de altura e taludes com inclinações iguais e correspondentes a 1(V): 2(H), sendo a largura do coroamento igual a 8 m e uma folga de 2 m. Foi utilizada uma permeabilidade saturada igual a 10^{-8} m/s e a condutividade hidráulica modelada pela formulação de Fredlund e Xing (1994).

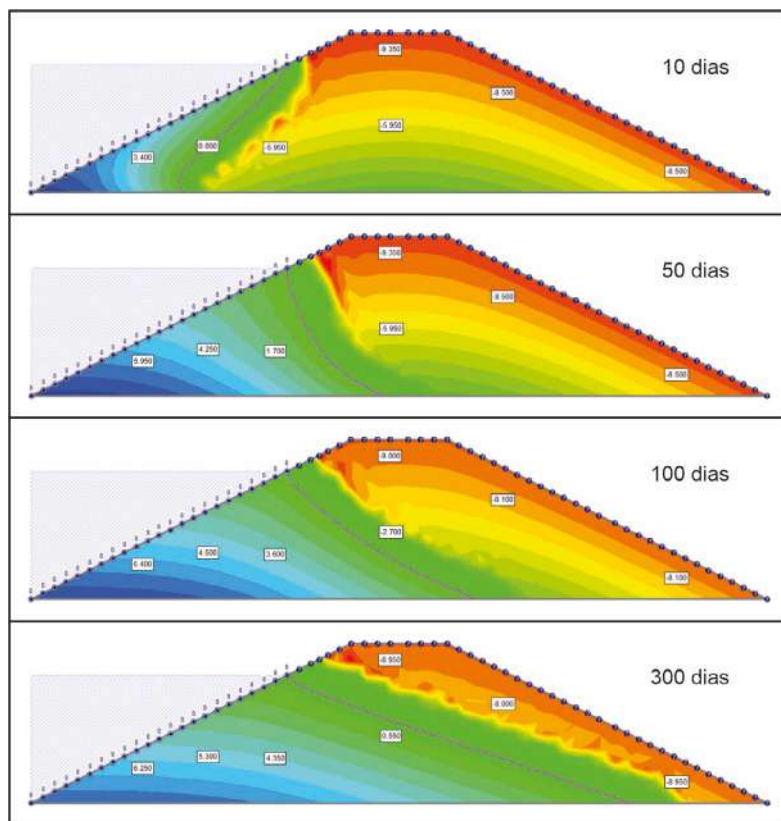


Figura 12 – Avanço das linhas de saturação após o enchimento instantâneo da barragem admitida

A Figura 12 mostra os resultados de uma simulação numérica do avanço da linha de saturação após o enchimento admitido instantâneo da barragem homogênea. Percebe-se, nessa figura, que as poropressões são positivas no trecho saturado e negativas (sucção) no trecho não saturado. Assim, as condições hidráulicas e o estado de tensões no maciço varia com o tempo e somente podem ser modelados com realismo admitindo-se os conceitos aplicados aos solos não saturados.

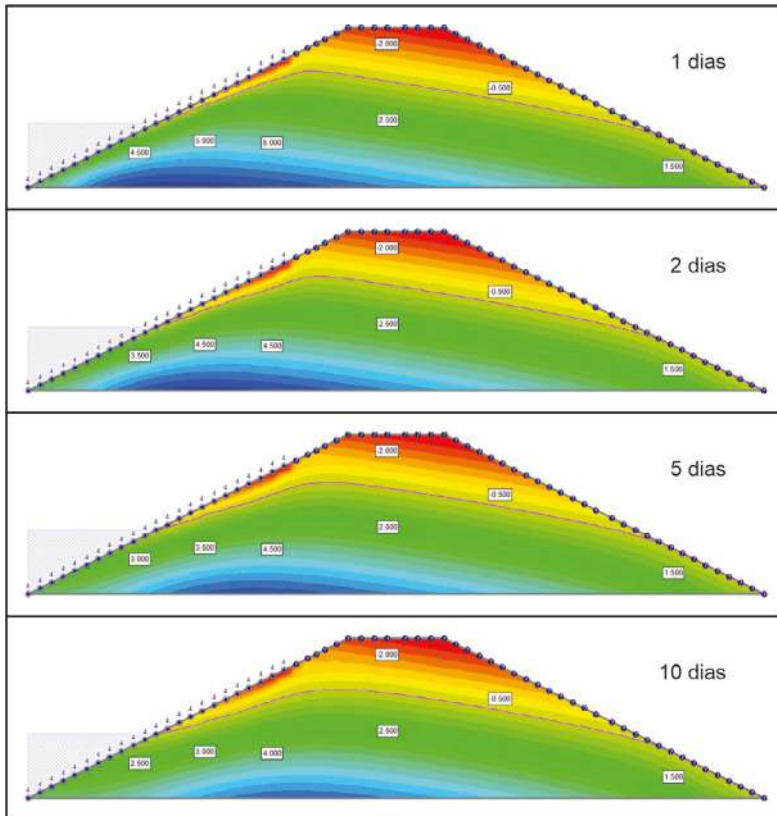


Figura 13 – Rebaixamento instantâneo do nível da água em 4 m e verificação da dessaturação do maciço com o tempo

A Figura 13 mostra a distribuição das poropressões e sucções ao longo do tempo após o rebaixamento do nível da água de 4m. Percebe-se, claramente, que a linha de saturação é rebaixada em função do tempo e dependente das propriedades hidráulicas (função condutividade).

5. ESTABILIDADE EM BARRAGENS DE TERRA

A determinação da estabilidade dos taludes de uma barragem de terra pode ser avaliada nas mesmas condições de enchimento, sendo o talude de jusante o mais crítico e, durante o esvaziamento, o talude montante teria o fator de segurança reduzido, podendo levar à ruptura, dependendo das propriedades hidráulicas do maciço e de resistência considerando-se, também, a influência do solo não saturado.

Durante o enchimento, ocorre um gradual aumento das poropressões e a diminuição de sucção em todo o maciço. O talude de jusante apresentará uma redução do fator de segurança ao longo do tempo, podendo sair de uma condição estável para a instabilidade. As figuras a seguir mostram os resultados dos fatores de segurança no enchimento (talude de jusante) e esvaziamento (talude de montante).

Para a realização dessas análises, admitiu-se o solo compactado com peso específico na umidade ótima igual a 18 kN/m^3 , ângulo de atrito interno 27° , coesão de 5 kPa e o ângulo de crescimento de resistência com a sucção o ϕ^b igual a 13° . Esses valores foram estimados em função dos resultados de investigação em solos usados em pequenas barragens de terra homogênea (Vieira *et al.*, 1996). Foi utilizado o método de Bishop Simplificado.

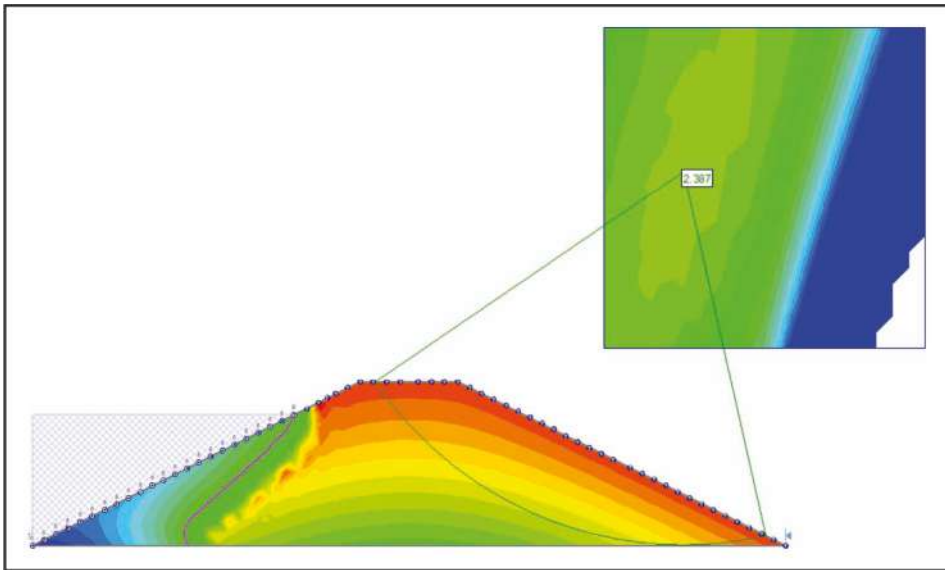


Figura 14 – Fator de segurança (FS = 2,38) do talude de jusante 10 dias após o enchimento do reservatório

Como se pode observar na Figura 14, o fator de segurança do talude de jusante 10 dias após o enchimento apresenta valor elevado. Isso ocorre com a contribuição da sucção, pois todo o trecho de jusante ainda permanece não saturado.

Já na Figura 15, percebe-se uma redução do fator de segurança, tendo em vista o avanço da linha de saturação e a diminuição de sucção. O fator de segurança, entretanto, permanece adequadamente, sendo que a superfície potencial de ruptura se aprofunda, uma vez que, na superfície, o solo se encontra com sucção.

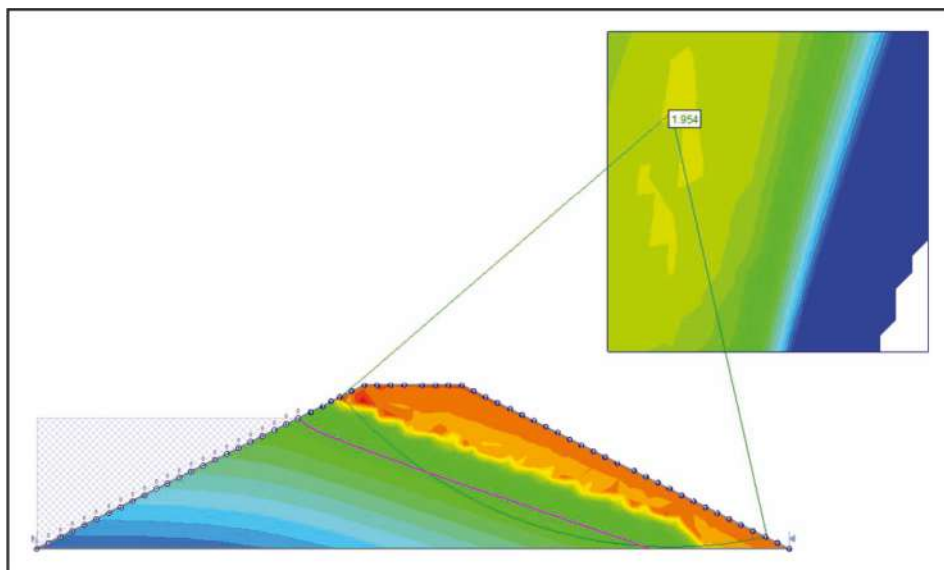


Figura 15 – Fator de segurança ($FS = 1,95$) do talude de jusante 300 dias após o enchimento do reservatório

A Figura 16 e a Figura 17 mostram os resultados de cálculo do fator de segurança do talude de montante, respectivamente, antes e após o rebaixamento do nível da água no reservatório. Como se pode ver nas figuras, o talude de montante sai de uma condição de estabilidade, antes do rebaixamento para a instabilidade, após a redução de 4 m do nível da água no reservatório.

A instabilidade ocasionada pelo rebaixamento é ocasionada considerando-se as propriedades hidráulicas do material do maciço. Isso significa que a função condutividade hidráulica (solo não saturado) é importante para uma avaliação realista de estabilidade do talude de montante em condições semelhantes a apresentada neste capítulo.

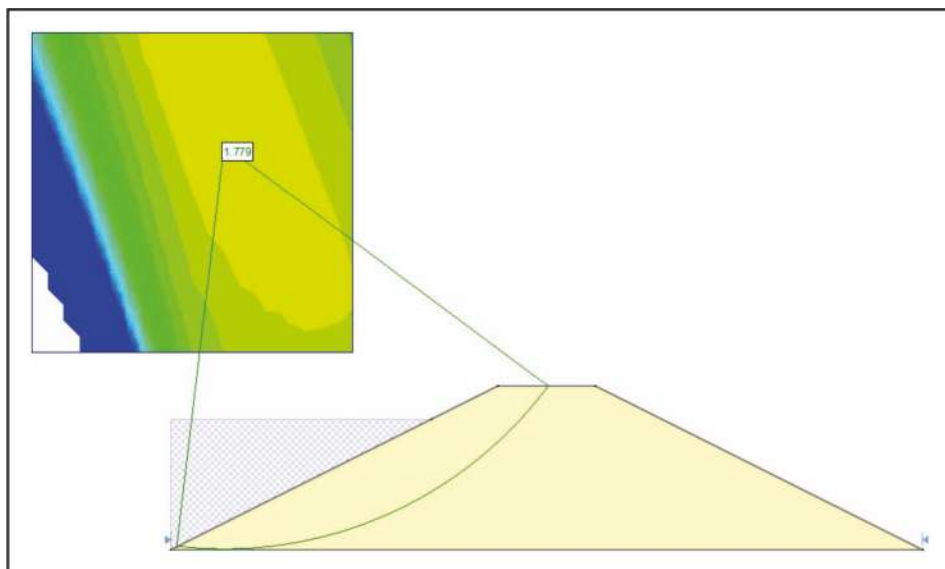


Figura 16 – Fator de segurança ($FS = 1,77$) do talude de montante antes do rebaixamento do nível da água no reservatório

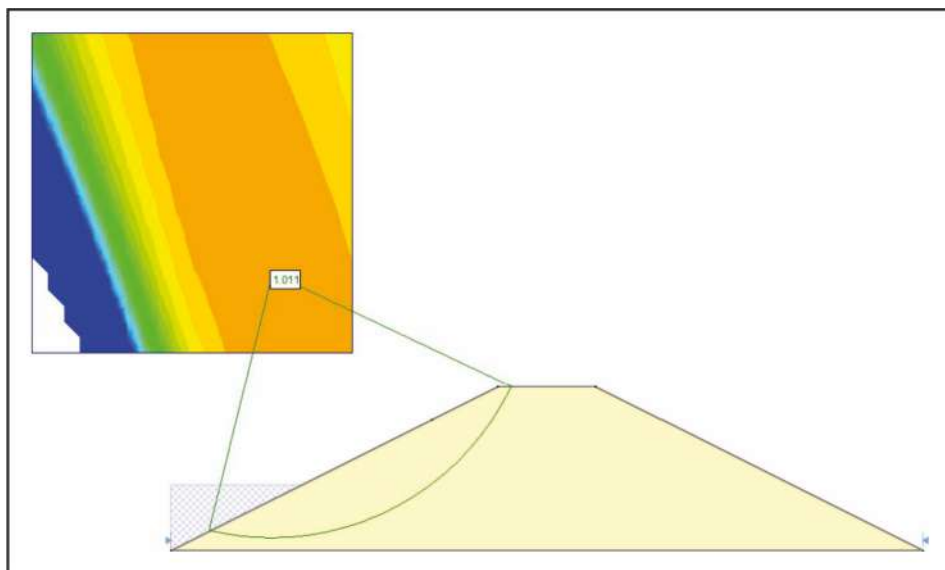


Figura 17 – Fator de segurança ($FS = 1,01$) do talude de montante após o rebaixamento do nível da água no reservatório em 4 m, indicando instabilidade

6. CONCLUSÕES

Este capítulo tratou do tema barragens de terra e solos não saturados, iniciando com uma breve apresentação de estudos importantes para o projeto de barragens e uma descrição de alguns tipos e casos de incidentes em barragens de terra que possam ter relação com variação da sucção nos aterros das barragens.

Apresentou, também, aspectos importantes em que a consideração da influência da sucção traz resultados mais realistas. Por exemplo, durante o enchimento e um possível esvaziamento rápido do reservatório, as condições hidráulicas e mecânicas dependem, fortemente, da distribuição da sucção no maciço.

O enchimento e o esvaziamento são modelados sob condições transientes com variação do grau de saturação com o tempo. Pode-se verificar que a velocidade de avanço da linha de saturação no enchimento e da dissipação das poropressões no esvaziamento dependem muito da função condutividade hidráulica dos materiais constituintes do aterro. Tal função está associada à curva de retenção de água desses materiais.

Além disso, os parâmetros de resistência dos materiais são influenciados pela sucção, e a definição das condições de estabilidade são também mais realistas quando se considera esse aspecto. Isso mostra a grande importância da utilização da Mecânica dos Solos Não Saturados no estudo do comportamento de barragens de terra.

REFERÊNCIAS

- FREDLUND, D.G. & XING, A. (1994). Equations for the soil-water characteristic curve. *Canadian Geotechnical Journal*, 31(3): 521-532.
- LÔBO NETO, J.B. (2013). Um estudo experimental e numérico de solos compactados colapsíveis: aplicação em uma pequena barragem de terra. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Hidráulica e Ambiental Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, 168 p.
- MARANHA DAS NEVES (1990). Analyses of Crack Erosion in Dam Cores: The Crack Erosion Test. De Mello Voume. A tribute to Prof. Dr. Victor F. B. de Mello. Edgard Blucher Ltda, 284-298.
- MARSAL, J.R. & RESENDIZ D. (1975). Presas de Tierra y Enrocamiento. Limusa, México., 546p.
- MIRANDA, A.N. (1988). Behavior of Small Dams During initial Filling. Dissertação de Ph.D. Colorado State University, Fort Collins, 229p.
- MIRANDA, A.N. & MENESCAL, R.A. (1994). O Método dos Elementos Finitos Aplicado ao Estudo de Fundações de Barragens Rígidas sobre Solos Colapsíveis. II Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados. Recife, 271-277.

PEREIRA, J.H.F. (1996). Numerical analysis of the mechanical behavior of collapsing earth dams during first reservoir filling. PhD Thesis. Department of Civil Engineering, University of Saskatchewan, 449 p.

SANDRONI, S.S. (1989). Barragens de Terra e Enrocamento. Instituto Alberto Luiz Coimbra de Pós-Graduação e Pesquisa de Engenharia da Universidade Federal do Rio de Janeiro, 190p.

SHERARD, J.L.; WOODWARD, R.J.; GIZIENSKI, S.F. & CLEVINGER, W.A. (1963). Earth and Earth-Rock Dams. John Wiley & Sons, 725p.

SHERARD, J.L. (1987). Embankment Dam Cracking. Embankment Dam Engineering. Casagrande Volume. Editors Ronld C. Hirsch- feld and Steve J. Poulos, 271-353.

SILVA FILHO, F.C. (1998). Análise numérica de problemas em solos não-saturados: modelagem, implementação e aplicações práticas. Tese de doutorado. Instituto Alberto Luiz Coimbra de Pós-Graduação e Pesquisa de Engenharia da Universidade Federal do Rio de Janeiro, 253p.

SILVA FILHO, F.C. & MALVEIRA, V.T. (2005). Barragens. Livro Geotecnia do Nordeste. Editora Universitária da UFPE, 154-179.

VIEIRA, P. P.B.V.; GOUVEIA NETO, A., MIRANDA, A.N. & MALVEIRA, V.T.C. (1996). Roteiro para Projeto de Pequenos Açudes. UFC, Centro de Tecnologia. 157p.

WILSON, S.D. & MARSAL, R.J. (1979). Current Trends in Design and Construction of Enbankment Dams., ASCE, 125p.

Capítulo 27

FUNDAÇÕES EM SOLOS NÃO SATURADOS

Maurício Martines Sales

Orencio Monje Vilar

Márcia Maria dos Anjos Mascarenha

José Henrique Feitosa Pereira (in memoriam)

Carlos Medeiros Silva

José Camapum de Carvalho

O uso dos conceitos de solos não saturados é pouco frequente nos projetos de fundações. As fundações normalmente são calculadas baseadas em ensaios de campo e laboratório, mas quase sempre sem se avaliar a possibilidade e as consequências da alteração do perfil de umidade e a respectiva sucção das camadas de solo envolvidas. Vários trabalhos vêm mostrando os efeitos da saturação do solo suporte no comportamento da fundação, mas ainda de forma esporádica. Este capítulo, dentre outros, exemplifica as consequências na resposta carga-recalque de uma fundação inserida parcialmente ou totalmente em um solo não saturado.

1. INTRODUÇÃO

A mecânica dos solos não saturados vem estudando o comportamento de solos de diversas formações, em que o teor de umidade pode variar ao longo da vida de uma obra, quer por alternâncias naturais atmosféricas e mudanças climáticas e do microclima, quer por intervenções humanas. Esses efeitos no comportamento do solo geralmente resultam em variações na resposta de uma fundação apoiada nesse solo.

Uma grande área do Brasil, em particular, o Planalto Central Brasileiro, é coberta por um espesso manto de solo, fortemente marcado pelo processo de intemperismo e com uma relevante camada de solo não saturado. As fundações das edificações e de obras diversas de engenharia atravessam ou estão totalmente inseridas nessa camada não saturada de solo, estando, portanto, sujeitas às alterações de comportamento do solo com a variação do teor de umidade.

Em partes dessas áreas, devido aos condicionantes geológicos e geomorfológicos, originaram-se solos superficiais não saturados, de baixa capacidade de suporte, com uma estrutura porosa e comportamento colapsível ou condicionalmente colapsível. Nessa situação, o problema da alteração do teor de umidade associado a um carregamento de uma fundação é ainda mais grave. Alguns desses aspectos são ilustrados nos itens a seguir.

2. INFLUÊNCIA DA SAZONALIDADE NOS PERFIS DE UMIDADE EM SOLOS NÃO SATURADOS E A DINÂMICA DA SUÇÃO

Em regiões de clima tropical, ocorrem, constantemente, solos na situação não saturada, principalmente, na região denominada de zona ativa, que é um perfil de solo compreendido entre a superfície terrestre e a zona freática. No domínio da zona ativa, ocorre variação constante de umidade e grau de saturação do solo no decorrer do ano. O centro-oeste brasileiro, onde a cidade de Brasília está localizada, apresenta duas épocas no ano bastante distintas quanto ao regime pluviométrico, uma bastante chuvosa (outubro a março) e outra seca (abril a setembro). Nessa região, a sazonalidade é bastante evidenciada.

Para estudo dessa sazonalidade, perfis de umidade natural foram determinados em diferentes épocas do ano no Campo Experimental em Geotecnia da Universidade de Brasília (UnB) ao longo de vários anos, conforme apresentado na Figura 1.

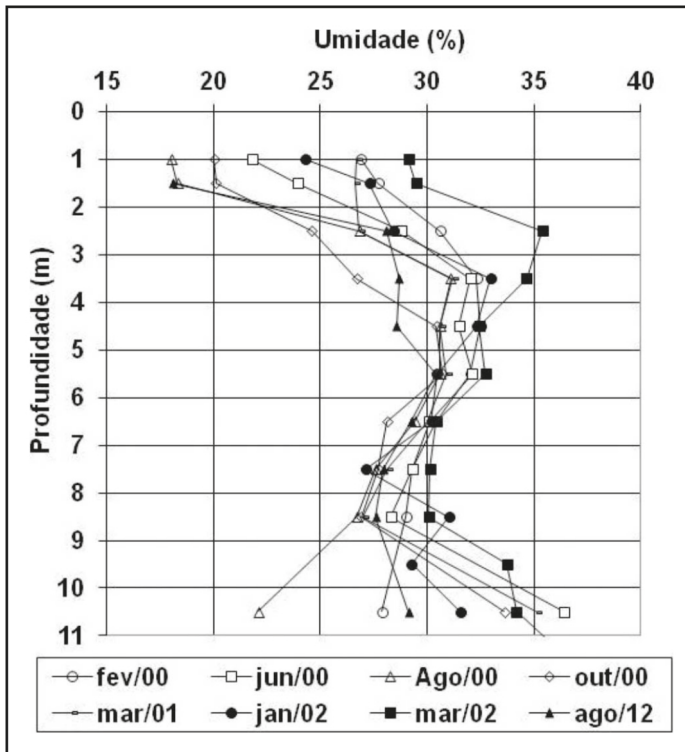


Figura 1 – Perfis de umidade (adaptado de Guimarães, 2002 e Mascarenha, 2003)

Pode-se perceber que as variações sazonais da umidade do solo mais expressivas foram observadas nos primeiros três metros de profundidade do perfil de solo, com diferença de teor de umidade, para uma mesma profundidade, em torno de 10% entre o período mais seco e mais úmido. A partir do nono metro de profundidade, por ter início a presença

de solo pouco intemperizado e a aproximação do lençol freático, as variações dos teores de umidade ao longo do ano são também relevantes.

As variações sazonais dos teores de umidade irão resultar em uma grande variação de sucção ao longo do perfil de solo. Se a dinâmica da sucção for bem utilizada em projetos de fundações, ela pode ocasionar economia e maior segurança no dimensionamento de estacas.

Para se conhecer a variação de sucção, é importante conhecer as curvas características de retenção de água ao longo do perfil de solo. Para compreender a finalidade dessas curvas e os métodos utilizados para a sua definição, rever o Capítulo 10 deste livro.

A Figura 2 mostra as curvas características de retenção de água para as diferentes profundidades do perfil de solo da Figura 1, sendo que o formato destas depende do tipo de solo e da distribuição e do tamanho dos poros. Para o perfil de solo até 7 m de profundidade (mais intemperizado), as curvas são bimodais e, a partir dessa profundidade, elas passam a ser monomodais.

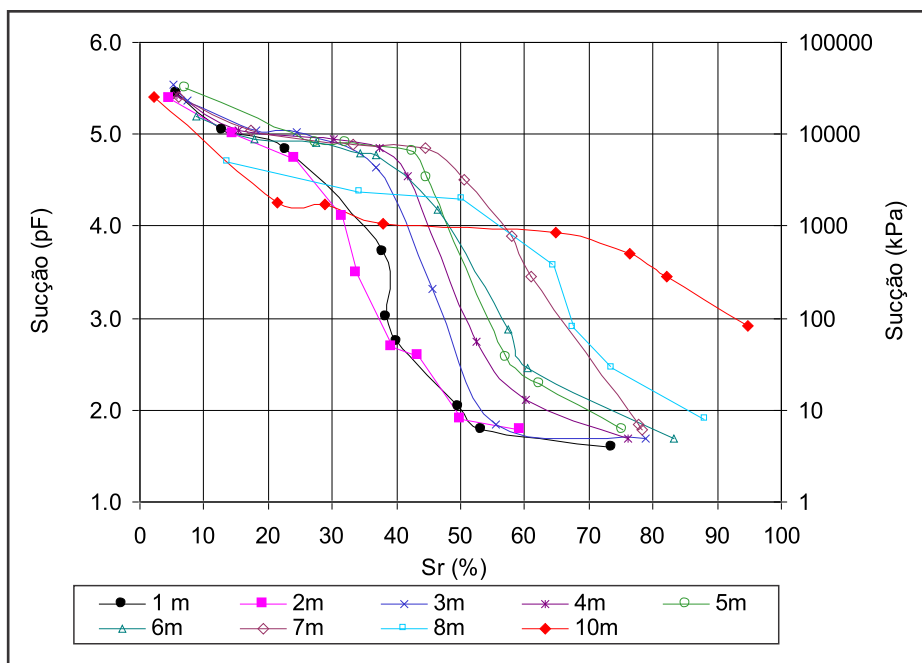


Figura 2 – Curvas características de retenção de água obtidas para o perfil de solo analisado (Guimarães, 2002)

De posse dos perfis de umidade natural (Figura 1) e das curvas características de retenção de água para cada uma das profundidades desse perfil (Figura 2), é possível obter os perfis de sucção do solo em diferentes épocas do ano de forma aproximada (Figura 3). De acordo com o perfil de umidade, as grandes variações de sucção ocorrem para os três primeiros metros, faixa correspondente à zona ativa do solo.

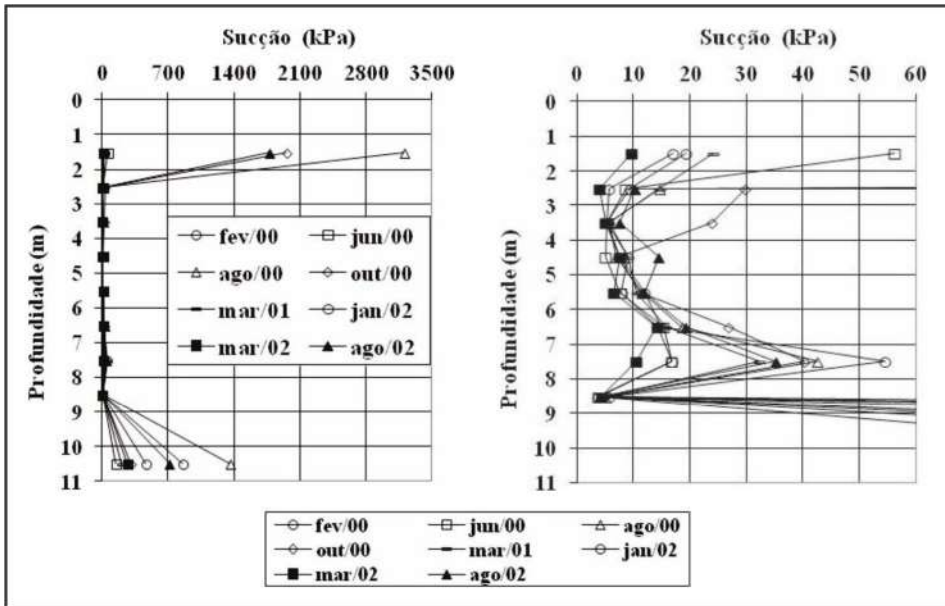


Figura 3 – Perfis de sucção (adaptado de Guimarães, 2002 e Mascarenha, 2003)

É importante ressaltar que a dinâmica da sucção ocorre tanto devido às variações sazonais da umidade ao longo do ano (Figura 1), como também devido às diferentes curvas características de retenção de água existentes ao longo da profundidade (Figura 2).

Portanto, o uso da sucção nos cálculos para a definição de carga de ruptura de fundações não é um processo simples. Em sapatas ou base de tubulões, em que interessa apenas a sucção da parte do maciço afetado pela ação da base, o problema é bastante simplificado, mas em estacas, para as quais a variação da sucção ao longo do fuste é de fundamental importância, a solução do problema torna-se mais complexa.

Camapum de Carvalho (2003) propõe a opção de relacionar as cargas de ruptura das estacas com dados pluviométricos da região de interesse. Assim, a capacidade de carga obtida a partir de prova de carga ou estimada por meio de ensaios de campo realizados em determinado período poderá ser corrigida para o valor crítico em obras permanentes ou para valores mais favoráveis em obras temporárias.

Para isso, utiliza-se o índice de umidade, IHU(ER), obtido por meio da equação proposta por SETRA-LCPC (1997) e apresentada a seguir. Destaca-se que o parâmetro IHU(ER) é, normalmente, calculado considerando-se os dados anuais de modo a distinguir uma região da outra, torna-se relevante a sua determinação para intervalos de tempo menores de modo a retratar as alterações que ocorrem ao longo do ano.

$$\text{IHU(ER)} = \frac{\text{Exc} - 0,6\text{Def}}{\text{ER}} \quad (\text{Eq. 1})$$

onde:

ER é a evaporação real
 Exc é a precipitação excedente
 Def é o déficit de precipitação

A Figura 4 apresenta os valores de IHU(ER) mensais correlacionados com as cargas de ruptura de estacas escavadas executadas no Campo Experimental da UnB. As cargas de ruptura foram obtidas a partir dos resultados de nove provas de carga realizadas em distintas épocas do ano. Nos casos em que as provas de cargas não foram executadas até a ruptura, os valores das cargas de ruptura foram obtidos extrapolando as curvas carga-recalque por meio do método de Van der Veen (1953).

Por meio da Figura 4, fica evidente a possibilidade de estimar a variação da carga de ruptura de estaca devido à variação sazonal da sucção por meio de índices pluviométricos. Além disso, fica claro que a sucção influencia a carga de ruptura das estacas, sendo que neste caso, ao longo do ano, houve uma variação de até 62,5% na capacidade de carga da estaca.

No que tange ao impacto da sucção e suas variações na elaboração do projeto e no desempenho das fundações, é importante que se considere a geomorfologia natural e antropizada. As características geomorfológicas de superfície, além de afetarem o estado de tensões, também interferem na distribuição da umidade e, por consequência, na sucção, e na posição do lençol freático quando presente no maciço, como mostrado por Jesus (2013) ao estudar erosões. Assume também relevância na distribuição de umidade e sucção a geomorfologia de subsuperfície, esta entendida como a forma assumida pelas camadas de solo presentes no maciço.

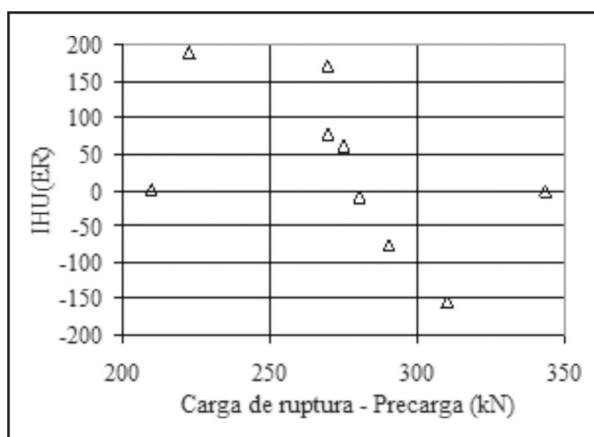


Figura 4 – Relação entre a carga de ruptura das estacas e o índice de umidade obtido com valores da evaporação real (Mascarenha, 2002)

Em projetos de fundação de edificações não raro são introduzidos cortes e/ou aterros, alterando-se a geomorfologia de superfície e impactando na distribuição de umidade e sucção, assim como no próprio estado de tensões atuante. A grande maioria dos ensaios de campo, se não a totalidade, apresentam variações nos resultados obtidos antes e depois

dessas obras complementares, no entanto, eles não apresentam a sensibilidade necessária para apreciarem as modificações ocorridas em consequência de alterações nas sucções atuantes ao longo dos perfis, gerando, assim, imprecisão nos cálculos efetuados. Cabe ainda destacar que, enquanto o impacto da alteração geomorfológica no estado de tensões torna-se aproximadamente constante ao longo do tempo, na sucção ele é dinâmico, pois depende, dentre outros, da sazonalidade climática.

Outro elemento impactante nas tensões atuantes nas fundações profundas é a própria presença e distribuição dessas fundações no subsolo, como mostrado por Collantes (2017) ao analisar radiers estaqueados. Em termos de sucção, o impacto seria minimizado, ficando condicionado apenas à influência do conjunto de fundações no fluxo de umidade, sendo, no entanto, esse um aspecto que merece maiores estudos.

Ayala (2020), ao estudar a estabilização com cal de um solo profundamente intemperizado, contendo agregações por meio da realização de cura *in situ*, constatou que não só compostos químicos provenientes do solo estabilizado migravam para a circunvizinhança, como observou que a cal gerava a instabilização química dos agregados. Wanderley Neto (2020), ao analisar o impacto de microestaca de concreto implantada no mesmo local, observou que compostos químicos oriundos do concreto migravam para o solo circunvizinho, afetando a estabilidade das agregações. Em ambos os casos, o fenômeno da migração pode ser atribuído à atuação da sucção presente no solo, lembrando que, no caso das estacas e outros elementos estruturais, como os grampos usados em contenções com concretagem realizada *in situ*, a sucção mátrica inicial do concreto é nula e, sendo a do solo maior que zero, ela propiciará a captação de compostos químicos do concreto; sendo o solo sensível a essa química, a interação solo-elemento estrutural poderá, a médio e longo prazo, ser afetada. Interferem no processo de alteração do solo os gradientes de sucção condicionados pela sazonalidade climática. Camapum de Carvalho e Gitirana Jr (2021) trazem um exemplo de cortina atirantada estudada por Silva *et al.* (2008), a qual teve a capacidade de carga dos tirantes afetada com o tempo em consequência, provavelmente, desse tipo de atuação química sobre as agregações ligações cimentícias entre elas.

3. AVALIAÇÃO DA INFLUÊNCIA DA SUCÇÃO NA INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA DE FUNDAÇÃO A PARTIR DE MODELOS DE LABORATÓRIO

Alguns trabalhos foram desenvolvidos buscando avaliar, em laboratório, a influência da sucção do solo na resistência ao cisalhamento desenvolvida na interface de uma estaca.

Os resultados de ensaios de cisalhamento direto, realizados por Guimarães (2002) ao estudar amostras de um perfil de intemperismo buscando simular a interface solo-metal, mostram que a adesão entre o solo e o metal não é afetada pela sucção, mantendo-se nula para as diferentes profundidades estudadas. Já quanto ao atrito, esse autor observou que, no manto profundamente intemperizado, o coeficiente de atrito solo-metal é semelhante ao obtido para o solo tanto na condição inundada como não saturada, porém, para o solo pouco intemperizado, ele torna-se menor na interação solo-metal em relação ao solo.

Silva (1992) estudou a interação na interface entre um solo compactado e três diferentes misturas que representavam os elementos estruturais de fundação: solo (argila)-cimento; solo (cascalho laterítico) -cimento; microconcreto com dimensão máxima de

partícula igual a 4 mm. O autor obteve valores de adesão significativos na interface solo compactado-elemento estrutural. O ângulo de atrito obtido foi um pouco maior que o do solo quando se utilizou o solo-cimento de cascalho laterítico e o microconcreto, e igual quando se usou o solo-cimento de argila, resultados, portanto, coerentes com a textura do solo. Já a coesão de 58 kPa, determinada para o solo natural, passou a uma adesão de 37 kPa na interface com o solo-cimento de argila, a 45 kPa na interface com o solo cimento de cascalho laterítico e 50 kPa na interface com o microconcreto. O aumento do ângulo de atrito observado para o solo-cimento de cascalho laterítico e para o microconcreto se deve, certamente, ao fato de que a área da interface foi considerada constante, enquanto, na realidade, nos dois materiais, ela é ampliada pelas protuberâncias dos agregados, impactando na tensão cisalhante.

Ao estudar, por meio de ensaios de cisalhamento direto, o que ocorria na interface solo-elemento estrutural em solo cimento, Ribeiro (1999) constatou que a resistência na interface era função do estado de hidratação inicial do solo, ou seja, da sucção. Esse autor usou, no estudo, um solo profundamente intemperizado, semelhante ao usado por Silva (1992), mas, agora, com solo em estado natural. Ribeiro (1999) encontrou, para a condição saturada, uma coesão igual a zero e uma adesão “solo-solo-cimento” igual a 3,6 kPa. Para a umidade natural, ele encontrou uma coesão igual a 4,9 kPa ($w = 30,1\%$) e uma adesão solo-solo-cimento igual a 14,8 kPa ($w = 28\%$). Para o solo submetido à desidratação, ele encontrou, para o solo natural, uma coesão de 19 kPa ($w = 22\%$) e, para a interface solo-solo-cimento, uma adesão de 20 kPa ($w = 26,2\%$). Constata-se, desses resultados, que a adesão na interação solo-estrutura aumenta com o aumento da sucção, pois ela cresceu quando a umidade do solo diminuiu e apresentou o pior resultado quando o solo se encontrava na condição saturada. Segundo os resultados obtidos por Ribeiro (1999), o coeficiente de atrito solo-solo-cimento manteve-se semelhante ao ângulo de atrito do solo, o que era esperado, tendo em vista ser o solo-cimento um solo com textura semelhante à do solo natural.

Mascarenha (2003) verificou que os valores das tensões de cisalhamento na interação solo-microconcreto são superiores aos valores da interação solo-solo na condição saturada. Porém, enquanto ocorre um acréscimo do valor da tensão de cisalhamento na interação solo-solo ao longo da profundidade, na interação solo-microconcreto ocorre um decréscimo devido à redução dos macroporos e conseqüente aumento da dificuldade de penetração dos elementos químicos e agentes cimentantes com o aumento da profundidade. Do ponto de vista prático, sabe-se, pelos resultados apresentados, que na interface solo microconcreto ocorre um aumento da resistência e, como o solo romperá no ponto de menor resistência, isso implicará um aumento efetivo do diâmetro da estaca para que a ruptura ocorra para as características solo-solo. Sendo assim, faz-se necessário avaliar a partir de qual distância da interação solo-microconcreto se passa a ter o comportamento da interação solo-solo. Tal verificação implicará o aumento do diâmetro efetivo da estaca, que poderá ser ou não relevante.

Os estudos realizados por Ribeiro (1999) mostram ainda que, dependendo da umidade inicial do solo e, portanto, da sucção, a água tanto pode migrar do elemento estrutural para o solo como em sentido contrário, dada a necessidade de água para hidratação do cimento. Esses resultados obtidos para o solo-cimento vão, certamente, reproduzir-se para o caso do concreto. Essa informação tem grande relevância, pois, se há migração de água

do solo para o concreto ou do concreto para o solo, há interferência na sucção e, portanto, na interação solo-estrutura sendo que, quando ela se dá do concreto para o solo, promoverá o transporte de compostos químicos presentes no concreto. Os estudos realizados por Ribeiro (1999) se limitaram ao intervalo de tempo de 7 dias em laboratório, e essa é uma constatação que merece ser verificada no campo para intervalo de tempo maior devido à possível interferência dessas variações nos resultados de provas de carga realizadas com fundação em solo não saturado. Mascarenha (2003) executou medições de sucção nas duas faces de amostras solo-concreto e observou níveis de sucção diferentes no solo e no microconcreto para um mesmo corpo-de-prova após 15 dias, reduzindo-se esse valor para 30 e 45 até praticamente se igualarem com 60 dias. Dessa forma, observa-se que o equilíbrio de sucção na interação solo-estrutura ocorre após um determinado intervalo de tempo. Sendo assim, os resultados de provas de carga sobre estacas escavadas assentes em solos não saturados podem ser influenciados quando estes são realizados a menos de 60 dias da concretagem.

Outros estudos foram desenvolvidos a partir do uso de um modelo físico desenvolvido por José Camapum de Carvalho e Alain Nardone para simular a interação entre uma estrutura de fundação e o solo. A Figura 5 apresenta tal modelo já em sua segunda versão, construído a partir de uma célula triaxial, e permite ensaiar diferentes tipos de materiais que comporiam uma estaca.

Silva (1992), empregando esse modelo físico e estudando um solo na condição não saturada, observou que, após a ruptura da interação solo-estrutura na interface, a adesão foi perdida, mas a componente de atrito lateral foi mantida. Esses estudos não contemplaram avaliações de eventual cicatrização com o tempo. Os resultados de provas de carga obtidos por Guimarães (2002) e Mascarenha (2003) apontam que, com o tempo, é possível recuperar a adesão na interação solo-estrutura.

Ribeiro (1999), também empregando esse modelo, realizou ensaios usando o solo-cimento como elemento estrutural e o solo poroso profundamente intemperizado como material circundante. Ambos os materiais foram os mesmos usados nos ensaios de cisalhamento direto.

A Figura 6, com os resultados apresentados por Ribeiro (1999), mostra que a resistência lateral medida no modelo é função da sucção em pF , normalizado pelo índice de vazios(e), ou seja, a Figura 6 mostra que quanto maior a sucção, maior a resistência lateral na interface entre o solo e o solo-cimento, assim, quanto menor o índice de vazios, maior a resistência lateral. Verifica-se, também, coerência entre os resultados obtidos considerando-se dois diferentes sistemas de confinamento em função de pF/e .

Quezado (1993), usando o mesmo modelo utilizado por Silva (1992), mostrou que a rigidez do elemento estrutural (Figura 7) e do solo suporte na ponta (Figura 8) afeta a interação solo-estrutura. Para avaliar a influência da rigidez do elemento estrutural, ele usou três materiais: um solo-cimento (S-C) preparado com argila (módulo de elasticidade aos 28 dias igual a 140 MPa); um solo-cimento preparado com laterita (módulo de elasticidade aos 28 dias igual a 440 MPa); um microconcreto (módulo de elasticidade aos 28 dias igual a 1129 MPa). Para simular materiais com diferentes rigidezes, como suporte do elemento estrutural de fundação, Quezado (1993) usou anéis dinamométricos com as seguintes constantes (K): 0,384 kN/mm; 1,754 kN/mm; 3,102 kN/mm. Nas Figuras 7 e

8, quanto menor a rigidez do material da estaca, menor foi o atrito mobilizado e, assim, encontrou-se maior relação carga na ponta/carga total aplicada.

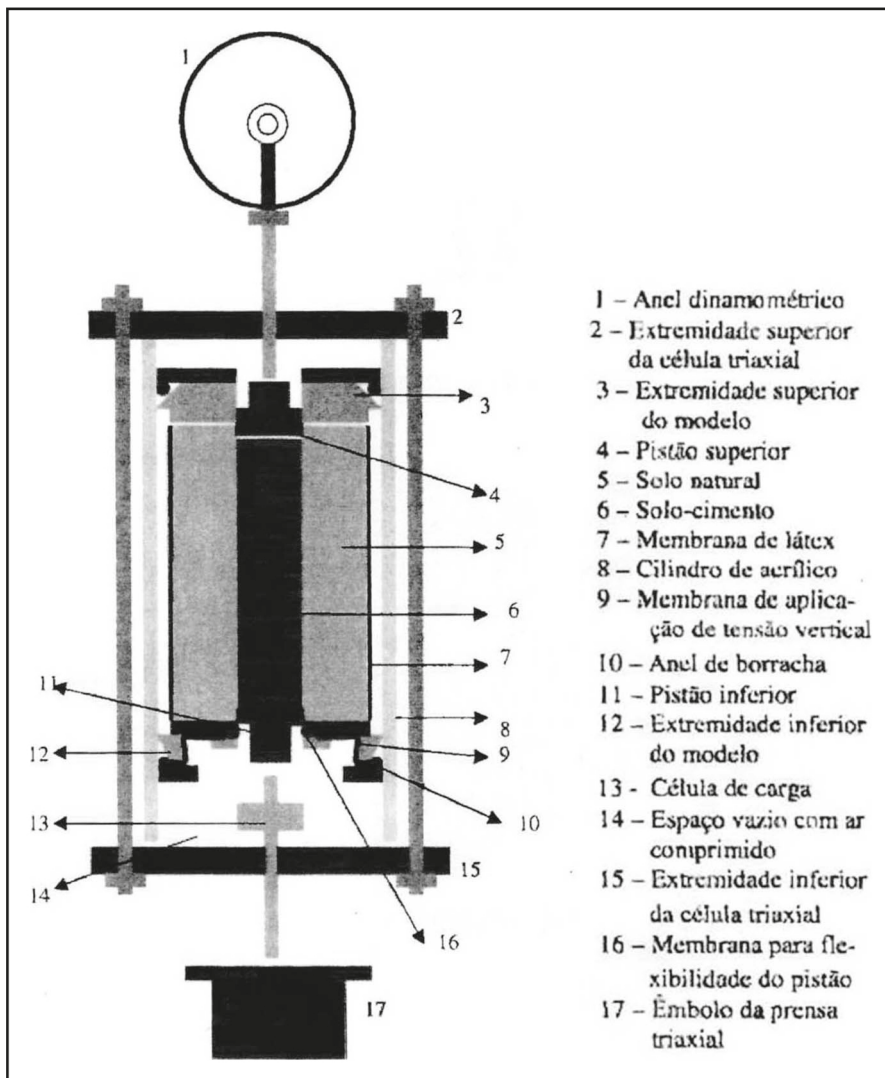


Figura 5 – Modelo físico para estudo da interação solo estrutura em laboratório (Ribeiro, 1999; modelo físico desenvolvido por José Camapum de Carvalho e Alain Nardone)

O conjunto de resultados desse item, envolvendo ensaios de cisalhamento direto e ensaios em modelo físico de laboratório, mostra que, além de outros fatores, como rigidez do elemento estrutural e do solo suporte, a sucção desempenha papel relevante na interação solo-estrutura de fundação.

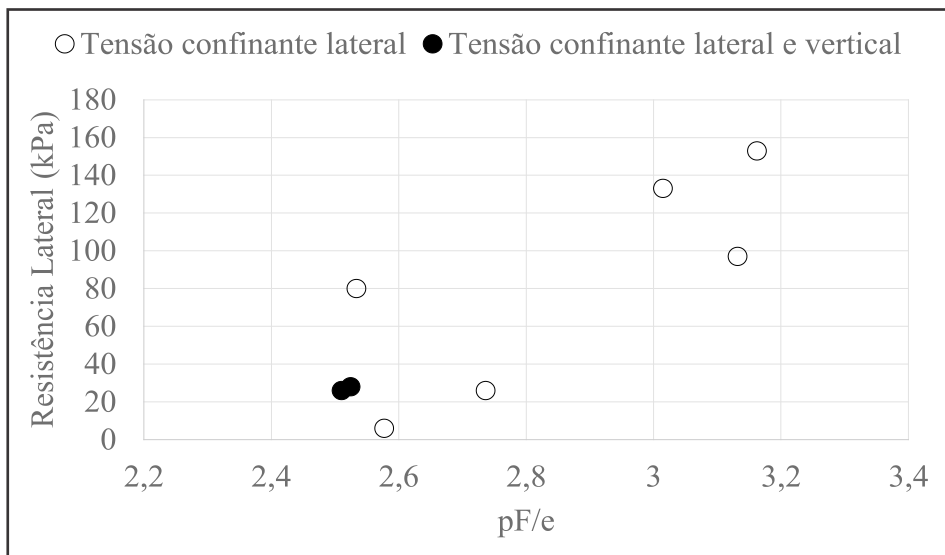


Figura 6 – Resistência lateral em função de pF/e

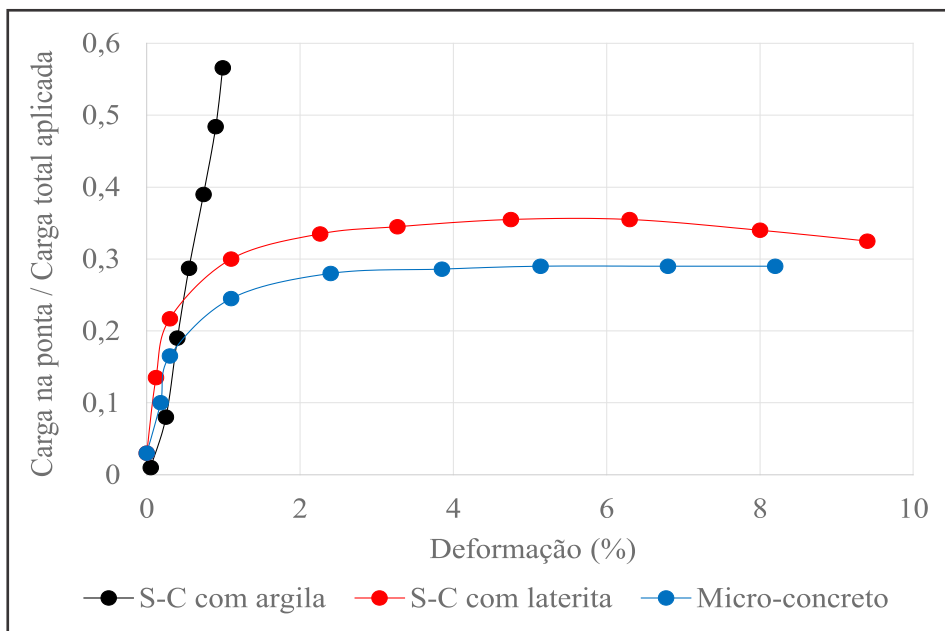


Figura 7 – Influência da rigidez do elemento estrutural na interação solo estrutura (modificado Quezado 1993)

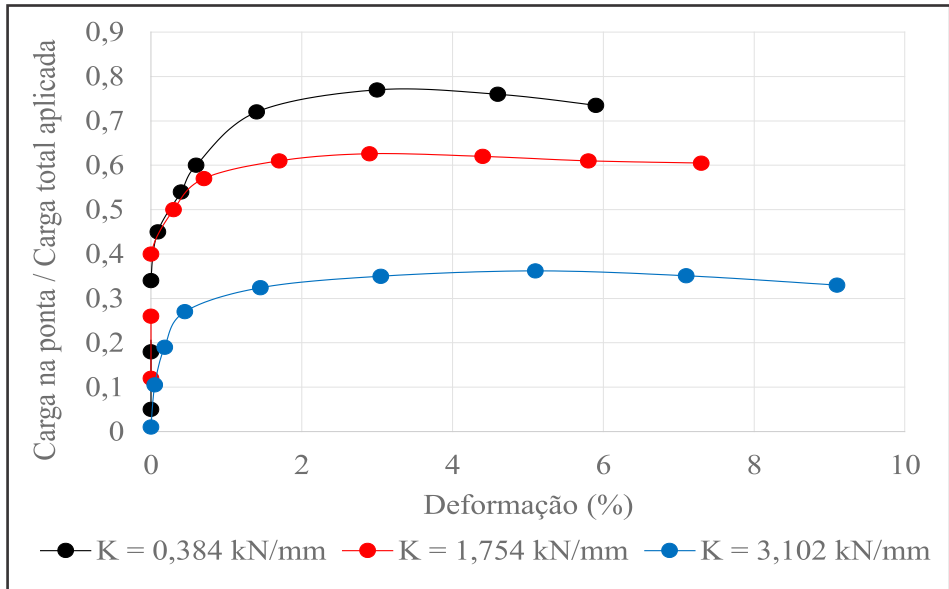


Figura 8 – Influência da rigidez do solo suporte na ponta do elemento estrutural na interação solo estrutura (modificado Quezado 1993)

4. INFLUÊNCIA DA SUCÇÃO NO COMPORTAMENTO DE PROVAS DE CARGA

Para avaliar o efeito da variação da sucção nos solos, alguns autores realizaram provas de carga com e sem a inundação da região que envolve o elemento estrutural de fundação. Entretanto, nota-se diferença na forma de como proceder à inundação e como ela está relacionada à prova de carga.

O processo de inundação terá um importante papel na magnitude de alteração dos resultados. Em geral, os métodos mais utilizados são:

- (A) - inundação através de uma cava em torno do topo da estaca ou sapata;
- (B) - inundação através de furos verticais próximos às fundações;
- (C) - combinação dos métodos anteriores.

Dentre esses tipos, o terceiro método (C) é o responsável pela maior variação do grau de saturação do solo e atinge maiores profundidades. Entretanto, o primeiro método se assemelha mais a fatos corriqueiros em obras reais, como longos períodos chuvosos, acumulação localizada de águas servidas na superfície do solo, ruptura de tubulações rasas de água, vazamentos em reservatórios, etc

Trabalhos como os de Carvalho e Souza (1990), Ferreira *et al.* (1990), Fernandes (1995) e Camapum de Carvalho *et al.* (1995) utilizaram o primeiro método. Já autores como Lobo (1991), Teixeira (1993) e Carvalho e Albuquerque (1994) optaram pelo terceiro procedimento.

Associado ao processo de inundação está, também, o tempo de inundação. Quanto mais tempo sob a inundação, maior será o volume e a profundidade de solo afetados pela variação do grau de saturação. Portanto, quanto maior a fundação em estudo, maior o tempo requerido na etapa de inundação. A maioria dos trabalhos encontrados na literatura utilizou entre 48 e 72 horas para essa fase da prova de carga.

Outro importante ponto na avaliação da influência da alteração da sucção ou uma possível colapsividade do solo é a forma como são realizadas as provas de carga.

Basicamente, os procedimentos podem ser agrupados em três tipos:

- **Tipo I:** Inicialmente, faz-se uma prova de carga, sob condições do solo natural, para a determinação da capacidade de carga última da fundação. Descarrega-se a fundação e recarrega-se até a carga de trabalho (30 a 50% da carga última). Então, inicia-se a inundação da fundação por algum dos processos descritos, esperando-se um determinado número de horas para verificar se ocorrerá ou não o colapso.

- **Tipo II:** Nessa forma de ensaio, também se determina a carga última da fundação em questão para o solo em condições naturais. Recarrega-se até a carga de trabalho (ou um valor previamente escolhido) e procede-se à inundação do solo por um número predeterminado de horas. Após esse tempo de espera; se não ocorrer o colapso, prossegue-se ao carregamento da fundação até que o mesmo aconteça, determinando-se, assim, " Q_c ", que é a carga atuante na fundação que provocaria o colapso do solo. Esse método é uma variação do anterior e normalmente é utilizado se o colapso não é observado quando a inundação é feita na carga de trabalho.

- **Tipo III:** Realizam-se duas provas de carga distintas. A primeira sob condições naturais do solo, e a segunda onde a inundação é feita anteriormente ao início do ensaio, ou seja, inunda-se o solo e espera-se certo número de horas estabelecidas e só então inicia-se o ensaio sob condições de "solo inundado". Tal procedimento assemelha-se ao ensaio utilizado em laboratório denominado "duplo edométrico", para o estudo da colapsividade de solos.

Cintra *et al.* (1997) apresentam, na Figura 9, as três metodologias da realização de provas de carga. Esses autores relatam que os dois primeiros métodos apresentam uma curva carga-recalque descontínua na etapa com inundação. A forma da curva carga x recalque para o solo inundado é semelhante ao comportamento do solo natural e, então, sofre uma mudança brusca ao atingir a carga correspondente ao colapso do solo (Q_c). O terceiro método, entretanto, apresenta uma resposta carga x recalque distinta, sem o patamar de colapso. Cintra *et al.* (1997) indicam este último método como o mais adequado por ser mais fácil de executar e apontar a mesma carga " Q_c ".

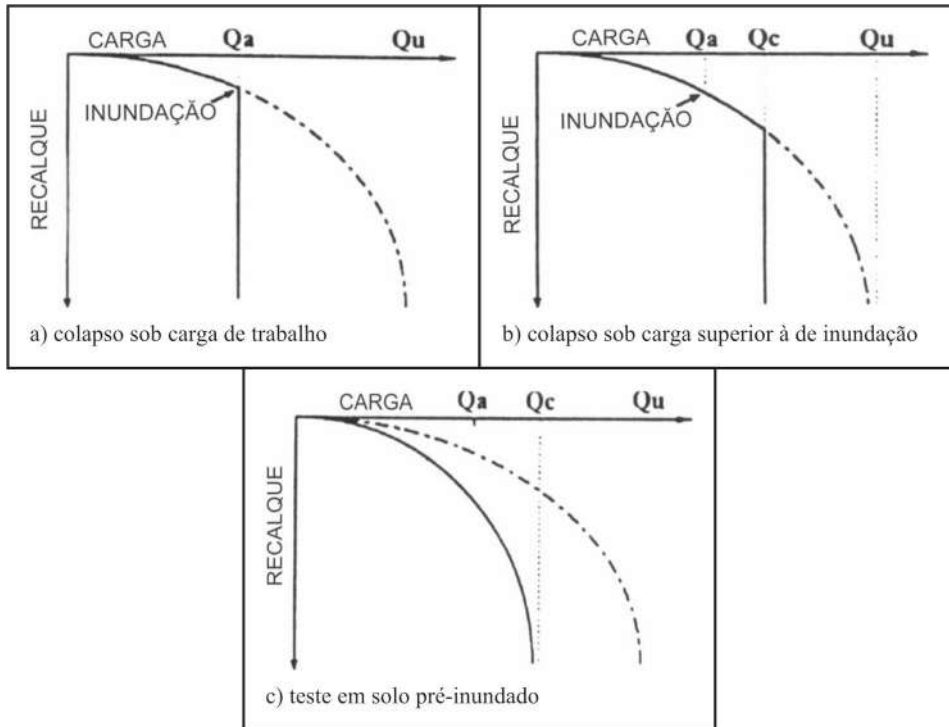


Figura 9 – Comparação das distintas formas de prova de carga em solos colapsíveis (adaptado de Cintra *et al.*, 1997).

4.1 Experiência no Campo Experimental da EESC-USP

O perfil do campo experimental de fundações da EESC-USP é constituído, superficialmente, por cerca de 6m de uma areia argilosa colapsível, com SPT médio de 3 golpes e resistência de ponta do cone, média, de 1 MPa. Subjacente, há uma areia argilosa residual, com SPT variando de 4 a 9 e a resistência de ponta, entre 1 e 3 MPa. Uma linha de seixos entre 6 e 8m indica o caráter transportado do solo sobrejacente, separando-o do solo residual. O nível de água situa-se entre 7 e 10 m de profundidade, a depender da época do ano. A Figura 10 sintetiza índices físicos e resultados de ensaios de campo do solo desse campo experimental. A Figura 11 mostra curvas de retenção de água obtidas por processo de drenagem para três profundidades no perfil anteriormente relatado.

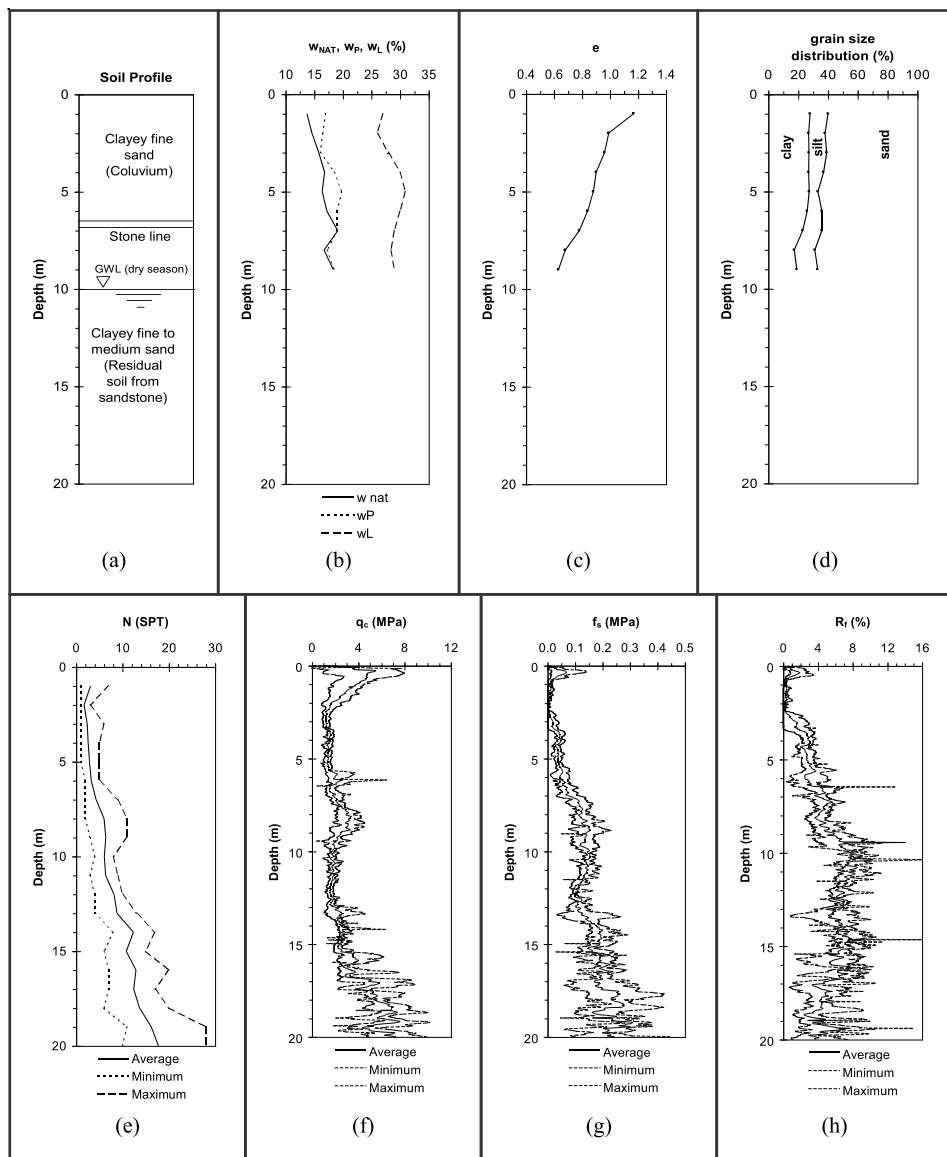


Figura 10 – Ensaio de campo e índices físicos do solo do Campo Experimental de Fundações da EESC-USP. (a) perfil do solo; (b) umidade natural e limites de consistência; (c) índice de vazios; (d) distribuição granulométrica; (e) índices de resistência à penetração - SPT; (f) resistência de ponta - CPT; (f) atrito lateral - CPT; (h) razão de atrito - CPT (adaptado de Cavalcanti *et al.*, 2005)

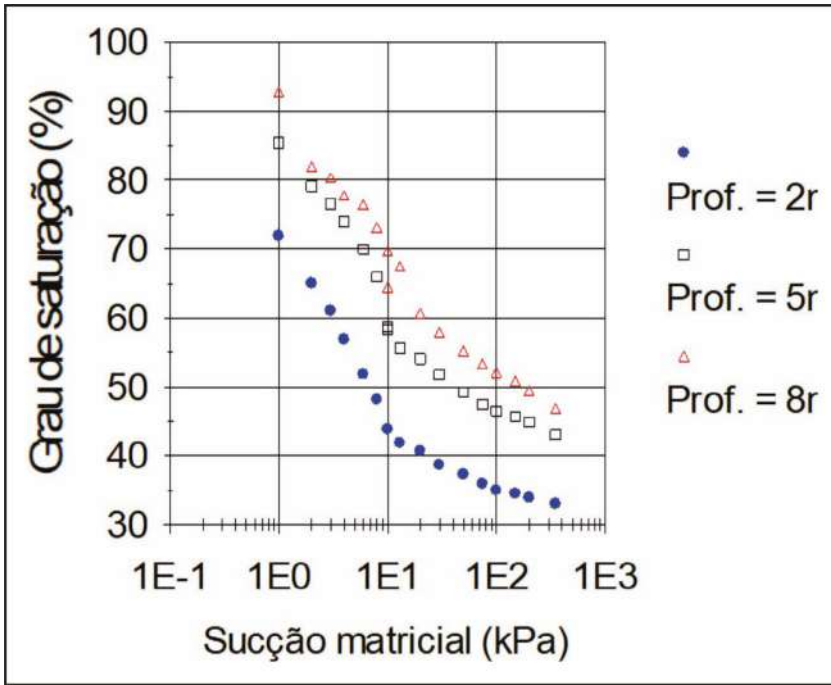


Figura 11 – Curvas de retenção de água médias obtidas por drenagem para as profundidades de 2, 5 e 8m (Machado, 1998)

4.1.1 Provas de carga em fundações profundas

- **Sem monitoramento da sucção**

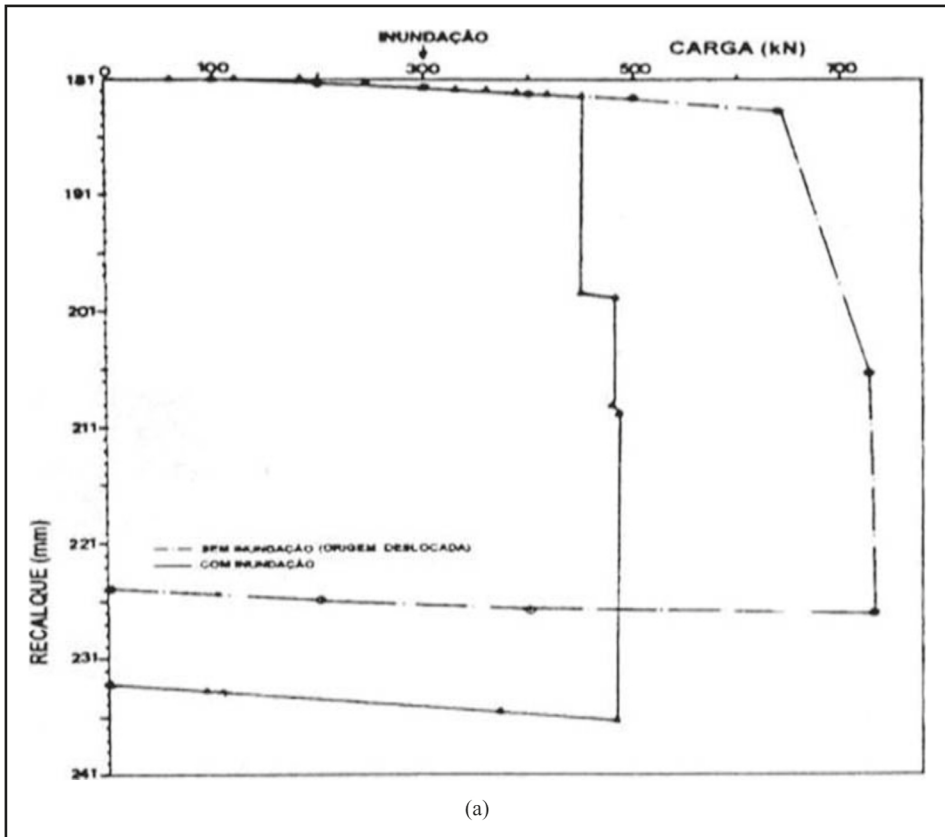
Os primeiros estudos realizados com fundações profundas empregaram estacas e tratavam de verificar a ocorrência de recalques por umedecimento na carga de trabalho. Para tanto, as estacas eram carregadas com o solo na umidade natural, para determinar-se a carga última (Q_u) e, em seguida, após descarregamento, as estacas eram recarregadas até a carga de trabalho – Q_a (nos casos estudados, $Q_a = Q_u/2$) – e inundadas por meio de cavas feitas junto à cabeça da estaca, esperando-se por recalques adicionais da estaca.

Exemplo desse tipo de abordagem é fornecido por Teixeira (1993), que ensaiou estacas escavadas mecanicamente, com diâmetros (D) de 0,40 e 0,50 m e comprimento (L) de 10 m. Essas estacas já haviam sido ensaiadas quatro vezes cada uma na condição de umidade natural e forneceram maior capacidade de carga e recalques acumulados maiores a cada novo ensaio. Na quarta prova, as cargas últimas foram de 730 e 920 kN e os recalques acumulados de 181 e 228 mm, para 0,40 e 0,50 m de diâmetro, respectivamente. O efeito da inundação foi avaliado num quinto ensaio, quando a estaca de menor diâmetro foi carregada até 300 kN, fornecendo-se água ao solo por meio de uma cava construída junto à cabeça da estaca. Nesse caso, como não se registraram recalques por umede-

cimento após 138 h de inundação, prosseguiu-se com os carregamentos, verificando-se recalques acentuados na carga de 450 kN. Na estaca de diâmetro de 50 cm, a inundação começou na carga de 480 kN e, como também não se registraram recalques por umedecimento nessa carga, prosseguiu-se com o carregamento da estaca. Ao atingir 600 kN de carga, os recalques manifestaram-se de forma flagrante conforme pode ser apreciado na Figura 12, que mostra os resultados das duas provas de carga comentadas, bem como as curvas carga recalque para o solo na umidade natural. Dessa forma, verifica-se que a inundação reduziu a resistência do solo e, por extensão, a capacidade de carga das estacas, em valores que superaram 35%.

Teixeira (1993) acompanhou, ainda, a mobilização da resistência lateral e de ponta durante o umedecimento, constatando uma significativa redução nas porções mais superficiais da estaca e a transferência de carga para o atrito lateral das porções mais profundas e para a ponta da estaca.

Resultados semelhantes, para estacas apiloadas com 0,20 m de diâmetro e 6,0 e 9,0 m de comprimento foram obtidos por Carneiro (1994).



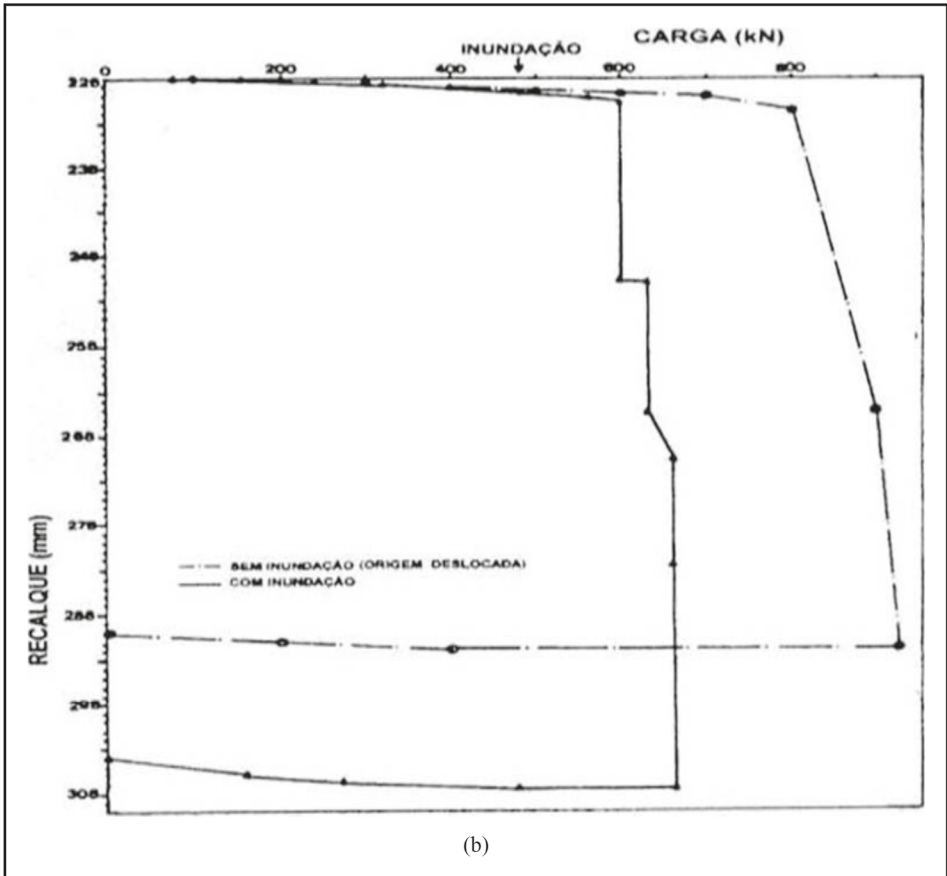


Figura 12 – Curvas carga – recalque de estaca escavada com 10 m de comprimento com e sem inunda o do solo: (a) estaca com 0,40 m de diâmetro; (b) estaca com 0,50 m de diâmetro (Teixeira, 1993)

As estacas com 6,0 m de comprimento tinham o fuste totalmente embutido na camada superficial e a ponta apoiada na transi o para o solo residual, enquanto a estaca mais comprida penetrava 3,0 m no solo residual, ficando a ponta a cerca de 1,0 m do nível de  gua. Nesse caso, as estacas foram ensaiadas na umidade natural em prova de carga do tipo rápido para a defini o de Q_u , que atingiu 200 kN e 270 kN, para 6,0 e 9,0 m de comprimento, respectivamente, sendo descarregadas e, posteriormente, levadas   carga de trabalho, quando, então, inundou-se o solo circundante da estaca. Após 48 h sem ocorrência de colapso, prosseguiu-se o carregamento com o intuito de se averiguar em que nível de carga (Q_c) ocorreriam recalques acentuados, o que se deu para as cargas de 150 e 225 kN. Registrou-se o consumo médio de água de 12 m³ nos ensaios. Pode-se notar, no caso dessas estacas, que Q_c corresponde a redu es de 25 e de 17% em rela o a Q_u , para a estaca mais curta e mais longa, respectivamente.

Na Tabela 1 são apresentados o comprimento (L) e o diâmetro (D) das estacas e os valores obtidos em todos os ensaios para a carga última (Q_u) e a carga de colapso (Q_c), bem como a redução da capacidade de carga por influência da colapsabilidade do solo.

Tabela 1 – Redução da capacidade de carga de estacas escavadas por efeito da inundação do solo (Carneiro, 1994)

Estaca	L (m)	D (m)	Q_u (kN)	Q_c (kN)	Redução (%)
01	6,0	0,20	232	184	21
02	6,0	0,20	200	150	25
03	6,0	0,20	150	120	20
04	9,0	0,20	255	196	23
05	9,0	0,20	312	270	13
06	9,0	0,20	270	225	17

Resultados de provas de carga à tração em diferentes tipos de estacas escavadas foram apresentados por Campelo (1994). Foram ensaiadas cinco estacas, sendo duas apiloadas, duas escavadas do tipo broca e uma escavada do tipo Strauss, realizando-se a inundação na carga correspondente a 50% da carga última à tração. Assim, primeiramente, determinou-se a carga última à tração; em seguida, descarregou-se a estaca que foi, posteriormente, recarregada até a carga de trabalho e inundada. A Figura 13 ilustra a montagem de um ensaio e a cava com água para inundação do solo.



Figura 13 – Prova de carga em estaca com cava para inundação (Campelo, 1994)

A Tabela 2 apresenta as características geométricas dessas estacas (diâmetro D e comprimento L), o tipo de ensaio realizado (lento ou rápido) e a carga última à tração (Q_{ut}) obtida na condição de umidade natural, bem como os resultados obtidos após inundação que, conforme o caso, incluem o intervalo de tempo (Δt) para início do colapso na carga de trabalho ou na carga de colapso (Q_{ct}) e a respectiva redução da capacidade de carga à tração.

Tabela 2 – Estacas ensaiadas à tração e carga última obtida sem inundação (adaptada de Campelo, 1994)

Estaca	Tipo	D (m)	L (m)	Ensaio	Q_{ut} (kN)	Q_{ct} (kN)	Dt (h)	Redução (%)
A1	Apiloada	0,20	6,0	Rápido	105	63	-	40
A2(*)	Apiloada	0,20	6,0	Lento	80	-	42	>50
B3(*)	Broca	0,25	6,0	Rápido	109	-	14	>50
B4(*)	Broca	0,25	6,0	Lento	152	-	29	>50
S5	Strauss	0,32	9,0	Rápido	410	320	-	22

(*) – colapso na carga de trabalho

Outros estudos envolveram a avaliação do efeito da inundação sobre a carga lateral em estacas Strauss e estacas raiz, com $L = 10$ e 16 m, respectivamente, as quais mostraram uma redução da ordem de 40% na capacidade de carga lateral após umedecimento (Miguel e Cintra, 1996) e uma redução da ordem de 80% no coeficiente de reação horizontal do solo. Uma síntese de resultados de prova de carga, com e sem umedecimento do solo, efetuadas no Campo Experimental de Fundações da EESC-USP, pode ser encontrada em Cintra (1995), Cintra *et al.* (1997) e Cintra (2004).

• Com inferência da sucção

O efeito da sucção sobre a resistência lateral e de base de tubulões escavados a céu aberto, com diâmetro de fuste de $0,6$ m e base alargada, com diâmetro de $1,5$ m, posicionada à profundidade de $8,0$ m no Campo Experimental de Fundações da EESC-USP foi avaliada por Cintra *et al.* (2004) por meio da determinação de umidades ao longo do perfil e inferência da sucção via curva de retenção de água. Nesses ensaios, utilizou-se isopor entre o fuste e a base para permitir a medida separada do atrito lateral e da resistência de base. Com base nas medidas e inferência de sucção, Cintra *et al.* (2004) obtiveram os resultados da Figura 14, onde se pode apreciar a relevante influência da sucção, principalmente no atrito lateral.

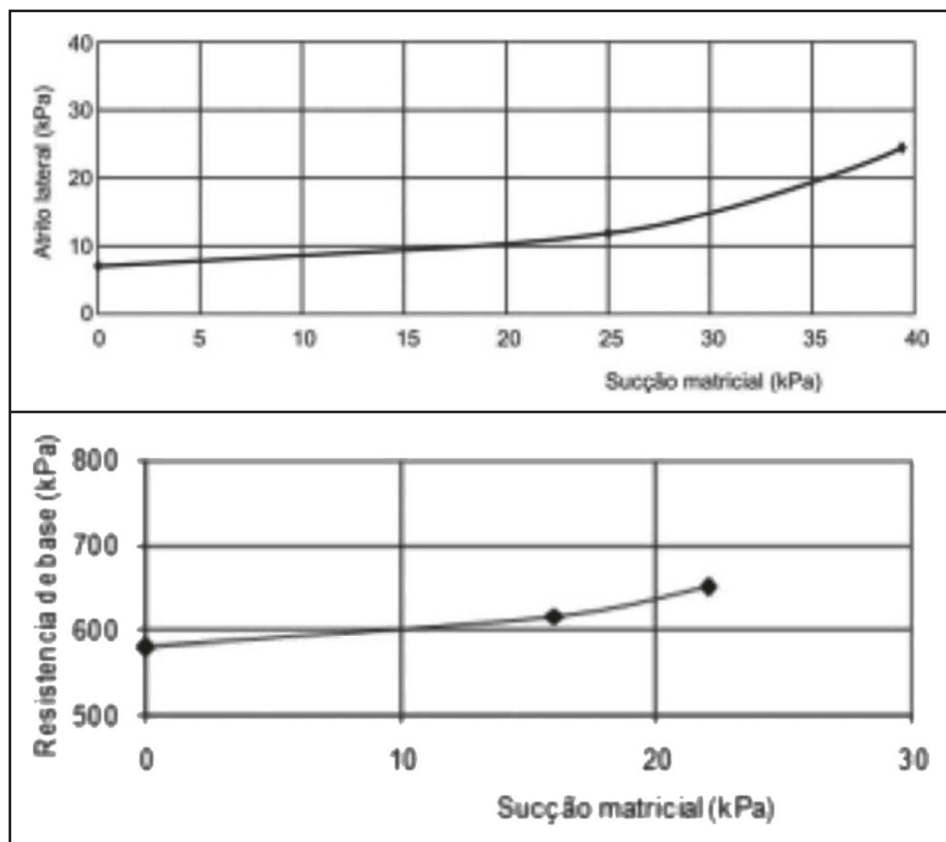


Figura 14 – Variação da resistência lateral e da resistência de base em tubulão escavado de base alargada (Cintra *et al.*, 2004)

4.1.2 Provas de carga em placas

- **Sem monitoramento da sucção**

Há diversos exemplos de provas de carga em placas nas quais se buscou caracterizar o comportamento do conjunto placa-solo sob carga e posterior umedecimento, podendo-se citar os resultados de Ferreira *et al.* (1990); Carvalho e Souza (1990) e Agnelli (1992). Para ilustrar o comportamento típico, escolheu-se o resultado apresentado por Carvalho e Souza (1990), mostrado na Figura 15.

Essa prova de carga corresponde a ensaio em placa com 0,80m de diâmetro, posicionada a 0,60 m de profundidade em Ilha Solteira – SP, em um solo com SPT entre 1 e 3 golpes até cerca de 5 m de profundidade. A inundação deu-se numa carga correspondente a um terço da carga última, notando-se que o colapso se deu na carga de ensaio. Para ensaios desse tipo, permanecem válidas as considerações de Cintra *et al.* (1997) acerca da interpretação dos resultados e estabelecimento da carga de colapso.

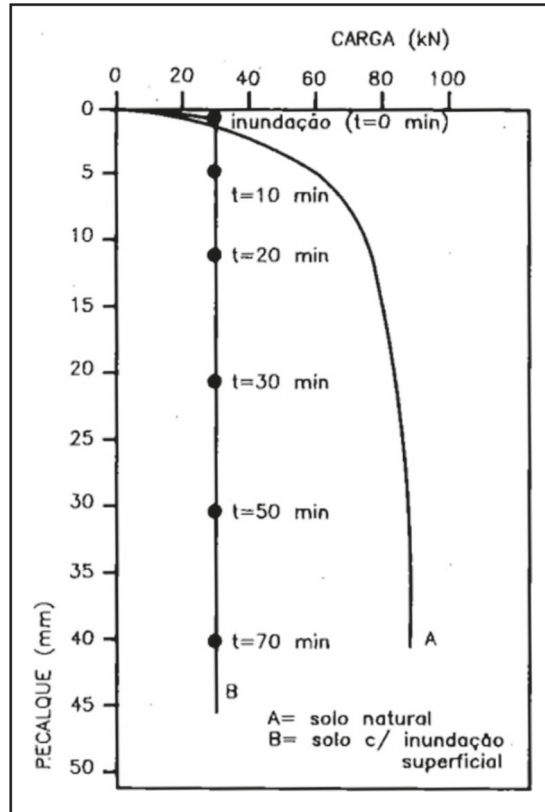


Figura 15 – Prova de carga em placa com inundação do solo (Carvalho e Souza, 1990)

- **Com monitoramento da sucção**

Para um controle mais adequado das variáveis que controlam o comportamento de solos não saturados, vários autores realizaram provas de carga, monitorando a sucção do solo e a umidade no solo (Costa, 1999; Macacari, 2001; Vianna, 2005; entre outros). O comportamento típico observado pode ser ilustrado pelos resultados de Costa (1999). Nesse caso, realizaram-se diversas provas de carga do tipo lento, rápido e misto em placas de 0,80 m de diâmetro, posicionadas a 1,50 m de profundidade. A Figura 16 mostra o arranjo de ensaio, onde se pode notar tensiômetros para o acompanhamento da sucção e sondas TDR para o acompanhamento das umidades, o que também foi feito via método da estufa.

A Figura 17 mostra os resultados obtidos para solo inundado e para diferentes sucções, marcadas entre parênteses na legenda. Como esperado, a sucção provoca enrijecimento do solo, aumento da capacidade de carga e aumento dos recalques por colapso, ao observar-se que estes correspondem, para uma determinada tensão, à diferença de ordenadas entre o solo numa determinada sucção e o solo saturado.

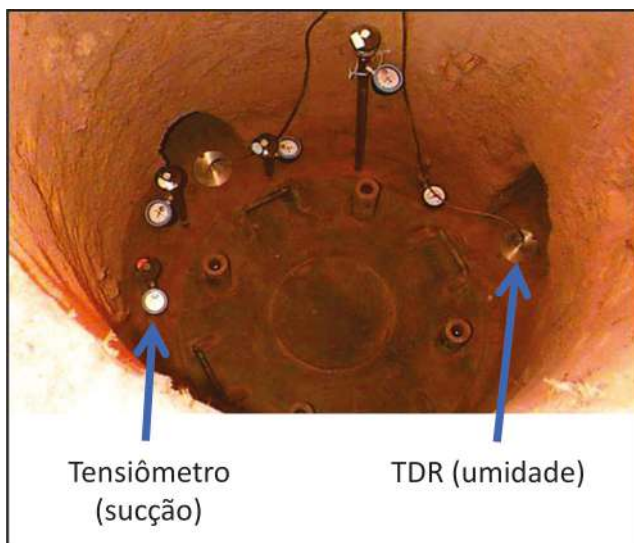


Figura 16 – Prova de carga em placa posicionada em solo colapsível, com monitoramento de umidade e de sucção (Costa, 1999)

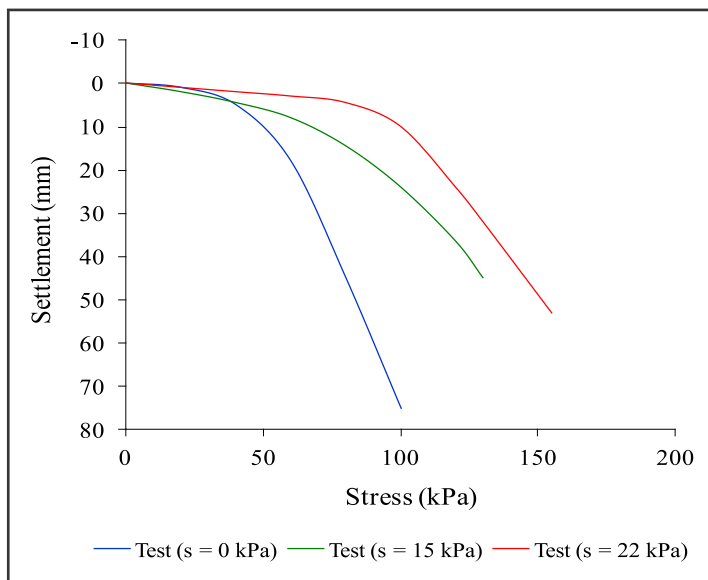


Figura 17 – Resultados de prova de carga com monitoramento de umidade e de sucção (Costa, 1999)

Vianna (2005) avaliou a influência da sucção e da dimensão da placa na capacidade de carga e nos recalques. A Figura 18 mostra que a capacidade de carga cresce com a suc-

ção para todas as dimensões de placa, sendo os aumentos mais pronunciados para as placas menores. Observa-se, ainda, uma redução da capacidade de carga com o aumento do diâmetro da placa e capacidades de carga praticamente constantes para diâmetros maiores que 0,80m. Do conjunto de resultados de provas de carga, notou-se um crescimento praticamente linear da capacidade de carga com a sucção, devendo-se ressaltar que as faixas de sucção ensaiadas foram estreitas, chegando, no máximo, a 30 kPa. Com relação aos recalques, estes tendem a crescer com o diâmetro da placa e com a tensão aplicada para uma dada sucção mantida constante, conforme se mostra na Figura 19 para a sucção de 20 kPa.

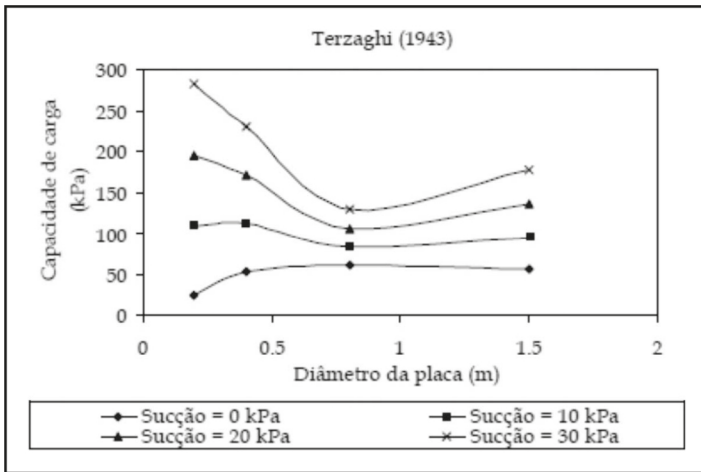


Figura 18 – Variação da capacidade de carga, obtida pelo método de Terzaghi, com o diâmetro da placa e diferentes sucções (Viana, 2005)

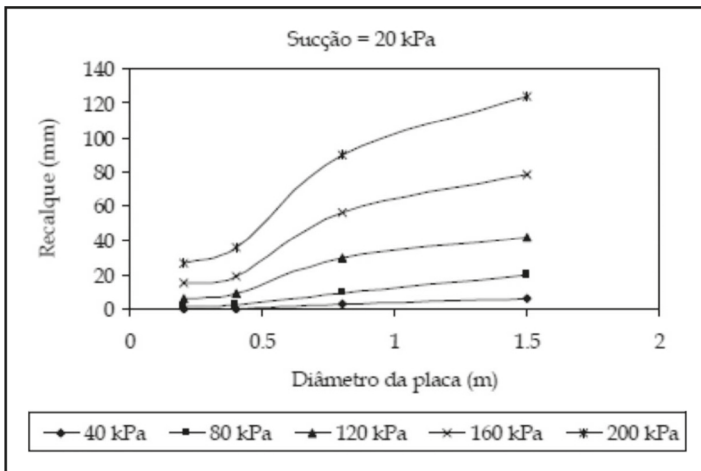


Figura 19 – Variação dos recalques com o diâmetro da placa para diversos níveis de tensão e sucção matricial de 20 kPa (Viana, 2005)

4.2 Experiência no Campo Experimental da UnB

O Campo Experimental da UnB se situa na Asa Norte do DF. O solo local apresenta uma camada superficial da argila porosa de Brasília. Uma vasta campanha de investigação já foi realizada, e Pastore (1996) fez a descrição das camadas observadas em um poço de inspeção, apresentadas na Figura 20.

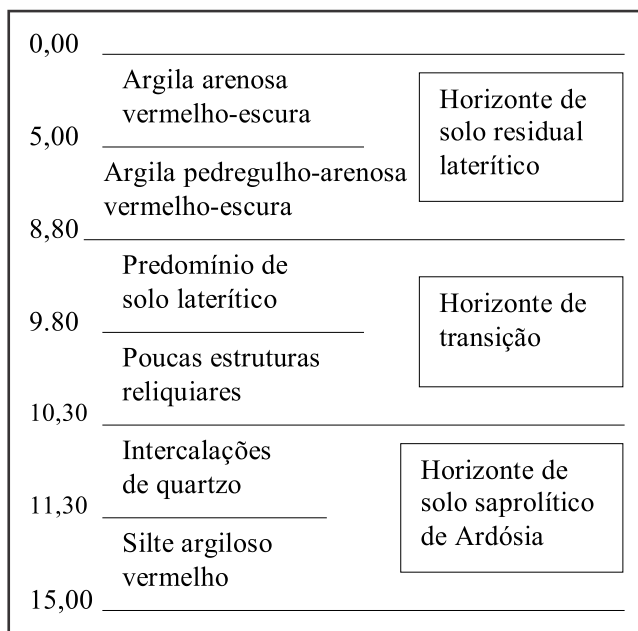


Figura 20 – Descrição das camadas do solo no Campo Experimental da UnB (Pastore, 1996)

O clima da região, com regime pluviométrico bem definido, com uma estação muito seca (abril-setembro) e outra chuvosa, favorecendo a lixiviação de sais e outros compostos solúveis das camadas superiores e sua deposição nos estratos inferiores. Esse processo resulta na formação de espessas camadas de coberturas argilo-arenosas, avermelhadas, com alto índice de vazios e baixo peso específico, sendo localmente denominadas “argilas porosas”.

Essas argilas apresentam uma estrutura bastante porosa, baixa capacidade de suporte, baixo nível de saturação, e, em geral, são instáveis quando submetidas a variações no estado de tensões. Portanto, apresentam um comportamento colapsível, já bastante estudado por diversos autores, como Camapum de Carvalho *et al.* (1994), Blanco (1995), Cardoso (1995), Araki (1997), Peixoto (1999), entre outros.

Cardoso (1995), por meio de ensaios de microscopia eletrônica de varredura, concluiu que, na argila porosa de Brasília, a estrutura é composta, principalmente, por microconcreções interligadas por pontes de argila. Continuando essa investigação, Araki

(1997) afirmou que a sucção capilar não é o principal mecanismo de sustentação da estrutura porosa do solo de Brasília quando não carregado e com os teores de umidade natural (20-30%), normalmente encontrados na superfície. As pontes de argila ou os agentes cimentantes existentes entre os microagregados são estáveis na presença de água de origem pluviométrica, e o colapso pode ocorrer pela destruição da metaestabilidade do solo em situação geostática, pela alteração do estado de tensões atuantes combinado com a variação do teor de umidade.

A argila porosa de Brasília pode ser classificada como “condicionalmente colapsível”, sendo que, para cada valor de sucção, há uma carga crítica que provocaria o colapso. A sucção, mesmo não sendo a causa principal da estrutura porosa, influencia bastante a resistência ao seu cisalhamento.

Perez (1997) apresentou os resultados de diversos ensaios realizados com amostras de várias profundidades, que estão reproduzidos na Tabela 3.

Tabela 3 – Caracterização geotécnica do Campo Experimental da UnB (adaptado de Perez, 1997).

Prof. (m)	Argila (%)	Silte (%)	Areia (%)	Pedreg. (%)	w _L (%)	I _P (%)	γ _{nat} kN/m ³	G	e	c _{nat} kPa	c _{sat} kPa	φ _{nat} (°)	φ _{sat} (°)
1							15,0						
2	52	36	12	0	53,2	21,8	15,5	2,64		0	10	28	5
3							16,0	2,63	1,20				
4					47,9	14,7	16,1	2,67	1,22				
5	35	8	27	30	43,2	13,4	16,3	2,71	1,23	22	0	31	5
6					52,4	13,5			1,20				
7					50,4	12,8			1,17				
8					50,4	12,8			1,08	18	0	40	9
9	37	8	13	42	61,0	18,1		2,72					

A Figura 21 apresenta a curva característica, em termos de teor de umidade, para uma amostra de solo retirada a 3 m de profundidade no Campo Experimental da UnB (Peixoto, 1999), em local muito próximo às provas de carga a serem apresentadas mais adiante. Nesse teste, foi utilizada a técnica de câmara de Richards. Observa-se que, para valores de teor de umidade acima de 30%, só foram registrados baixos valores de sucção (<10 kPa).

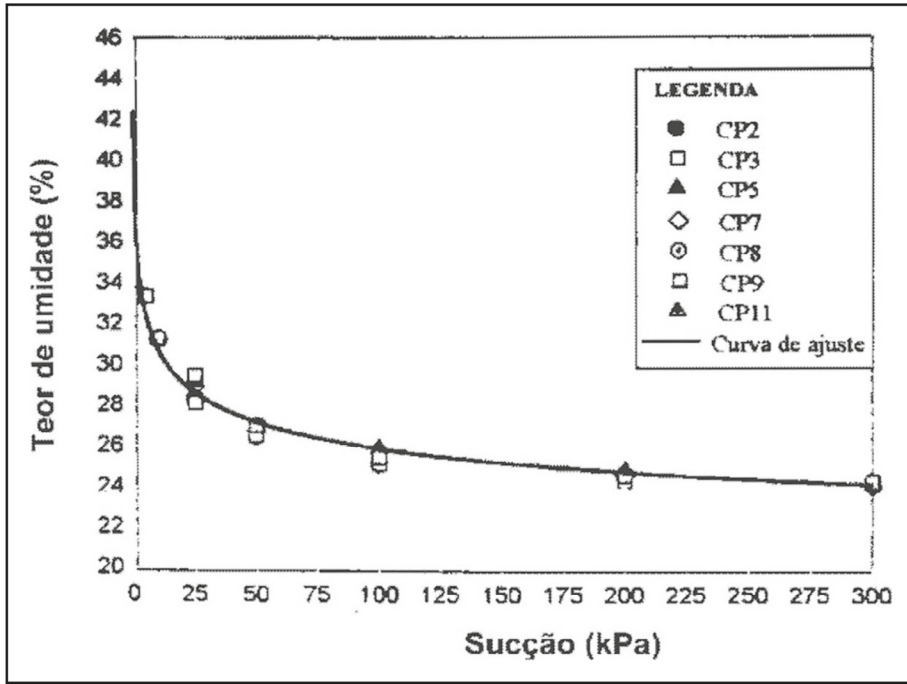


Figura 21 – Curva característica, sucção mátrica x teor de umidade (Peixoto, 1999)

4.2.1 Provas de carga em placas

Sales (2000) apresenta o resultado de testes realizados em placas de concreto. As provas de carga foram realizadas sob condições naturais de umidade e, também, após um período de 48h de inundação em duas cavas quadradas próximas com 1x1 m em planta e 0,8 m de profundidade. Antes e após a realização das provas de carga, foram feitos perfis de umidade e estimativas do grau de saturação. A Figura 22 apresenta a elevação ocorrida no teor de umidade e grau de saturação da camada superficial. Observa-se que o tempo de inundação adotado (48h) foi suficiente para elevar o teor de umidade, mas não saturando o solo, indicando uma alta permeabilidade das camadas superficiais, o que permite uma rápida infiltração.

Foi utilizada uma placa pré-moldada de concreto, com dimensão de 1x1 m e 0,15 m de espessura. Posicionava-se a placa no fundo da cava quadrada e procedia-se ao teste com carregamento centrado.

Na Figura 23, são comparados os valores de recalques centrais para os dois testes. Nota-se que o processo de inundação reduziu em, aproximadamente, 40% (de 150 para 90 kN) a capacidade de carga estimada para a sapata. Tal ordem de redução vem ao encontro de diversos resultados, como os citados em Agnelli (1992) e Souza (1993) em ensaios com placas nos solos colapsíveis de Bauru e Ilha Solteira, respectivamente.

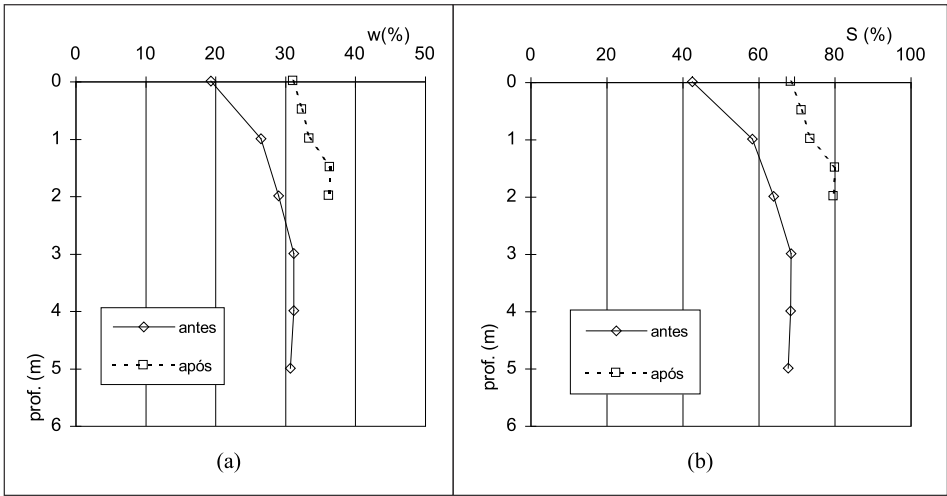


Figura 22 – Alteração dos perfis de umidade e saturação com o processo de inundação

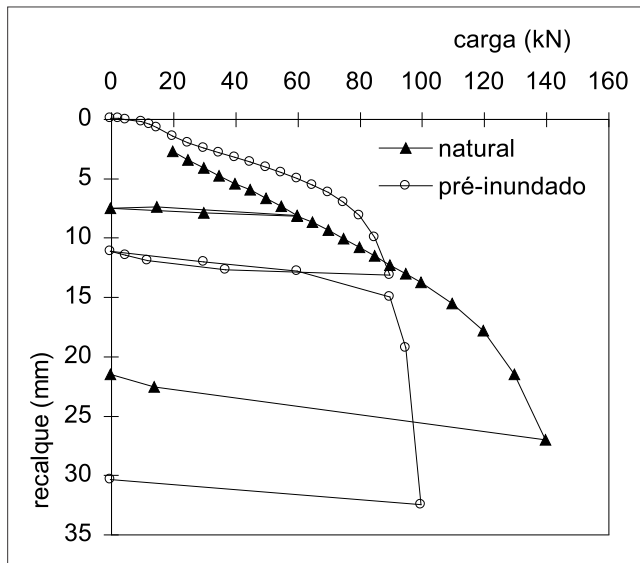


Figura 23 – Comparação entre os resultados de provas de carga de uma sapata isolada – solo natural x pré-inundado

Um fato inesperado, entretanto, refere-se à rigidez da sapata (inclinação da curva carga-recalque). Esperava-se uma redução da rigidez ao contrário do aumento observado. Esse fato pode ter sido consequência de duas hipóteses:

- uma possível variabilidade natural do solo, que é comum em solos dessa pedogênese, mas que não foi observada visualmente;

- a pré-inundação pode ter provocado o colapso numa certa região sob a sapata, e isso implicaria redução dos vazios e aumento do peso específico do solo (uma forma de pré-compactação), o que poderia justificar uma resposta mais rígida para a fundação.

Os resultados mostrados na Figura 23 indicam ainda, ao se compararem os recalques residuais obtidos após o descarregamento com as curvas obtidas na fase de carregamento, que o colapso nesse solo ocorre em função da alteração do estado de tensões mesmo no domínio que poderia ser entendido como elástico. A sucção atuou no presente caso ampliando a resistência nos contatos e reduzindo o colapso no trecho de maior rigidez. Analisando-se comparativamente as duas curvas, embora as hipóteses apresentadas devam ser consideradas, um fator adicional importante que poderia explicar as menores deformações no trecho anterior à plastificação obtida para o solo em condição de inundação seria a velocidade com que a resistência é mobilizada nos contatos entre agregados, pois, por mais permeável que seja o solo, requer-se certo tempo para que a pressão neutra gerada com a sobrecarga seja progressivamente dissipada. Isso permitiria certa reorganização estrutural, tornando o solo mais resistente ao colapso, levando a placa a apresentar menos recalques com o solo suporte em condições inundada.

4.2.2 Provas de carga em estacas escavadas

No mesmo campo experimental, foram ensaiadas estacas escavadas a trado, com diâmetro de 15cm e 5m de comprimento (concreto com resistência de 16MPa após 28 dias). Para separar a parcela de carga lateral e de ponta, foi instalada uma célula de carga sob a ponta e outra sobre o topo, previamente calibradas. Após a execução da prova de carga, a estaca foi “exumada”, constatando-se um bom aspecto em termos de aparência, seção transversal e verticalidade. A mobilização de carga na estaca foi quase exclusivamente por atrito lateral, com pouca carga chegando à ponta, conforme registros da célula de carga naquela posição.

A Figura 24 compara o comportamento de duas estacas próximas, ambas em situação de reensaio, com e sem a pré-inundação da cava superior anteriormente descrita. Nessa figura, nota-se que o processo de inundação provocou uma redução na carga última da estaca de 52%, embora a rigidez inicial da estaca tenha sido mantida aproximadamente constante. Como em ambas as situações de teor de umidade as estacas acusaram uma parcela de atrito lateral superior a 95%, em todos os estágios de carga, concluiu-se que a redução da carga na estaca é oriunda da redução do seu atrito lateral.

O decréscimo na capacidade de carga de uma estaca isolada (52%) foi superior ao da sapata isolada (40%), ou seja, o processo de inundação teria sido mais “efetivo” no caso de uma estaca. Esse fato, provavelmente, poderia ser explicado por ser mais fácil de se inundar uma fina camada de solo próximo à face da estaca, inclusive pelo caminho preferencial de percolação na interface estaca/solo, do que uma região maior de solo envolvido na zona carregada pela sapata, interferindo mais no mecanismo de mobilização de carga (Cunha & Sales, 1998). No entanto, como a concretagem foi *in situ*, potencializando a possibilidade de formação de elos cimentícios na interface, torna-se necessário am-

pliar as reflexões. Ampliando-se as reflexões, tem-se ainda que, no caso da sapata isolada, as tensões responsáveis pelo recalque estão atuando na massa de solo compreendida no bulbo de tensões, permitindo um crescimento das tensões ortogonais nos contatos entre agregações à medida que se ampliam as solicitações, o que implica um ganho de resistência. Já no caso da estaca, dada a própria colapsividade do solo, esse crescimento das tensões e da própria pressão neutra na interface seria mínimo considerada a baixa deformação horizontal da estaca.

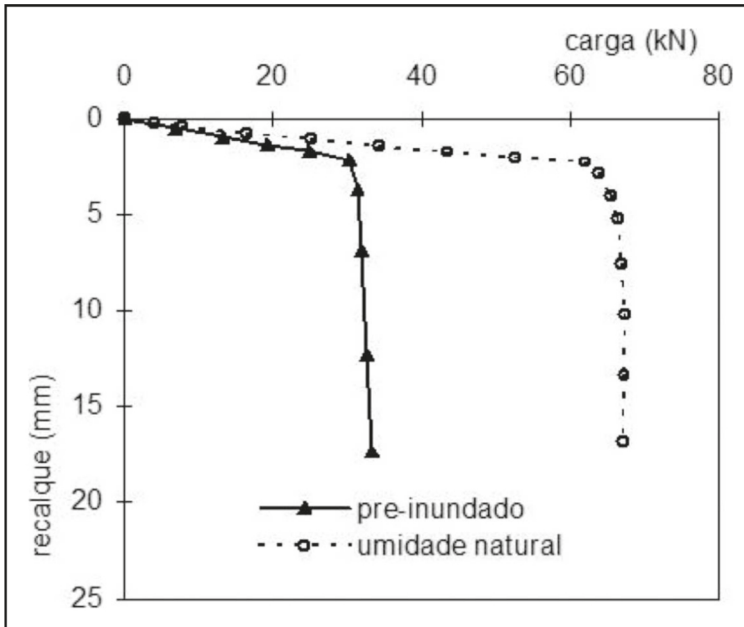


Figura 24 – Comportamento de uma estaca reensaiada – solo natural \times pré-inundado

Observa-se, portanto, que, no manto de intemperismo tropical de natureza colapsível, a análise da influência da sucção no comportamento mecânico do solo deve se dar de modo integrado a outros fatores, como a própria metaestabilidade do solo e de suas agregações, o que pode gerar impactos a médio e longo prazo em consequência da mudança da química do meio imposta pela concretagem *in situ* das fundações (Ayala, 2020; Wanderley Neto, 2020).

4.2.3 Caso de obra no DF

O entendimento do comportamento das fundações implantadas em solos colapsíveis no Distrito Federal teve um importante impulso a partir de estudos realizados para verificar a viabilidade e o risco da adoção de estacas assentes na argila porosa colapsível existente na região. A obra estudada é composta por 400 edifícios com quatro pavimentos, do programa Minha Casa, Minha Vida, localizados ao longo da margem esquerda da

Via EPCT no sentido Riacho Fundo-Gama. A solução de fundação inicialmente proposta para o empreendimento, levando-se em consideração as características colapsíveis dos solos regionais, consistia na adoção de estacas tipo hélice contínua, com comprimento superior a 20 m, o que inviabilizava economicamente o empreendimento. Como alternativa foi, então, estudado e validado o uso de estacas escavadas com profundidade variando entre 10 m e 12 m, assentes na camada de solo poroso colapsível acima do nível d'água freático.

Sabendo-se que o colapso estrutural do solo poderia influenciar negativamente o comportamento das fundações em termos de capacidade de carga e recalque, optou-se por estudar melhor os solos locais e estabelecer critérios de proteção, objetivando-se evitar problemas futuros relacionados ao colapso estrutural do solo.

Nesse estudo de caso, a preocupação principal voltou-se para as alterações da capacidade de carga em consequência do aumento da umidade do solo, fazendo-se, no entanto, recomendações quanto a cuidados com fatores como ataque químico às ligações cimentícias, tensões induzidas, alteração no estado de tensões e vibrações.

De modo a satisfazer a preocupação principal quanto ao colapso estrutural do solo, ocasionado por aumentos anormais da umidade do solo, foram realizadas provas de carga sobre estacas escavadas com e sem a saturação do solo. No processo de saturação, foram utilizadas duas técnicas: a de infiltração, a partir da superfície, e a de infiltração progressiva, ao longo do fuste. A saturação a partir da superfície se deu por meio da implantação de valas de infiltração em volta da estaca, buscando simular a infiltração a partir de acumulações de água de chuva na superfície do solo junto às fundações. Na infiltração progressiva com a profundidade, fez-se, inicialmente, a infiltração a partir da superfície e, em seguida, a 3 m e a 7 m de profundidade sucessivamente. Nesse caso, buscou-se avaliar o efeito da infiltração continuada, por exemplo, por meio de vazamentos no sistema de abastecimento de água por longo tempo. Para efeito de comparação, foi também ensaiada estaca com o perfil de solo na umidade natural. Todas as provas de carga foram realizadas levando-se as estacas à ruptura, pois se tratavam de estacas teste.

i) Características do solo local

O local do estudo foi caracterizado por meio de sondagens de simples reconhecimento com medida de SPT e determinação dos perfis de umidade. Realizaram-se, ainda em laboratório, ensaios de caracterização física, adensamento com avaliação do colapso por saturação e curva característica de retenção de água.

A Figura 25 apresenta os perfis de N_{SPT} , de umidade e de índice de vazios determinados a partir das amostras coletadas pelo amostrador padrão durante a execução de sondagens do tipo SPT realizadas no final do período de seca (19 a 26 de setembro de 2012).

A Figura 26 mostra que, para as camadas de solo não saturado, o N_{SPT} tende a diminuir com o aumento do teor de umidade do solo, ou seja, o comportamento mecânico avaliado por meio desse ensaio é afetado pela sucção. Cabe destacar que, em solos porosos colapsíveis, como os dos perfis estudados, a perturbação estrutural oriunda da própria cravação do amostrador (Camapum de Carvalho e Gitirana Jr. 2021) é prejudicial ao estabelecimento de relações entre o N_{SPT} e a sucção.

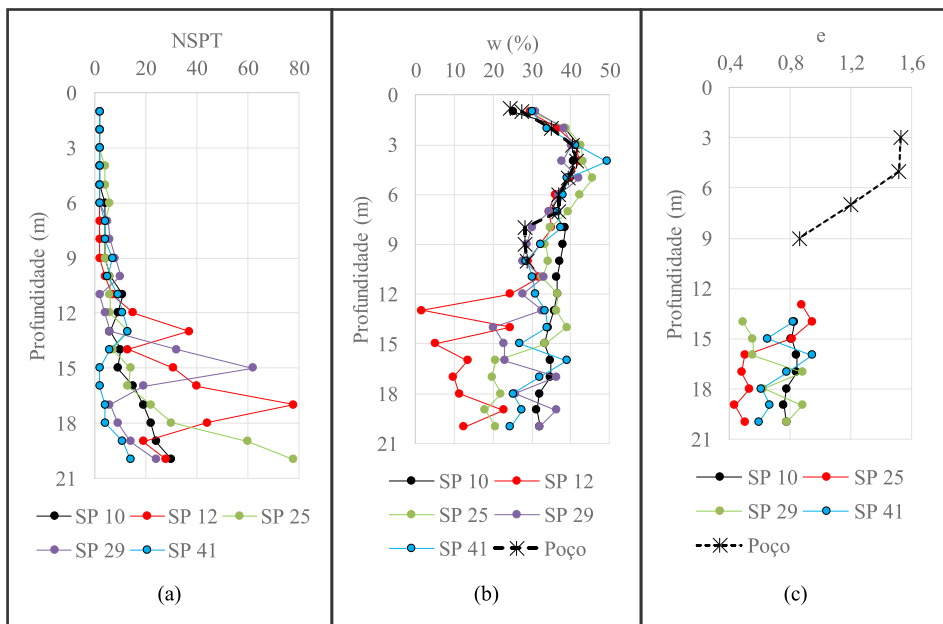


Figura 25 – Gráficos em função da profundidade
 a) N_{SPT} ; b) umidade (w); c) índice de vazios

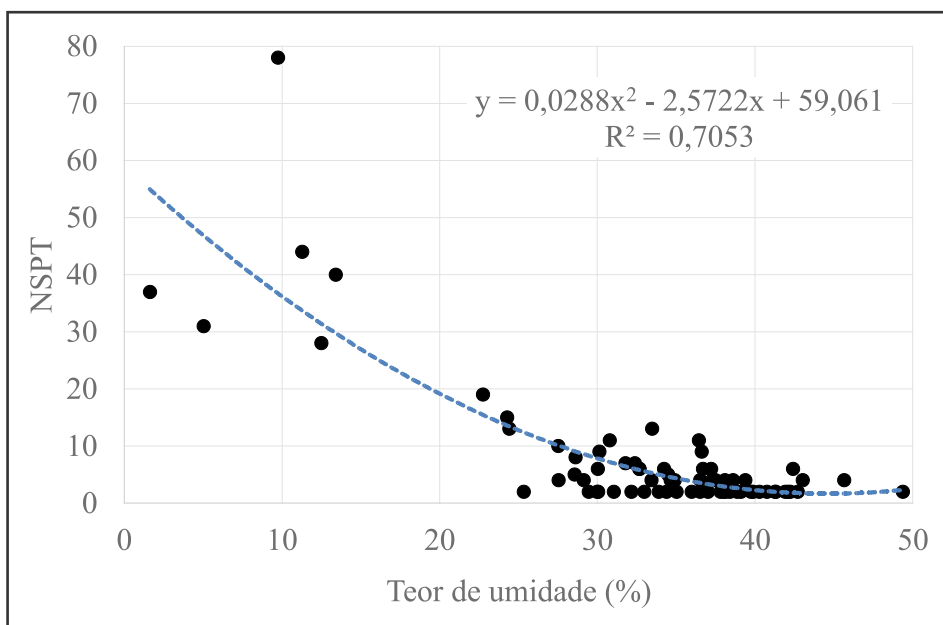


Figura 26 – Variação do N_{SPT} em função do teor de umidade, solo não saturado

A Tabela 4 apresenta o resumo dos resultados dos ensaios de caracterização e a Figura 27 apresenta as curvas granulométricas obtidas para amostras coletadas a 3 m, 5 m, 7 m e 9 m de profundidade. Esses resultados mostram que o manto de solo não saturado é muito poroso até cinco metros de profundidade, diminuindo a porosidade a partir dessa cota. Se observados os valores de índice de vazios apresentados na Figura 28, estimados a partir dos teores de umidade determinados para amostras coletadas abaixo do nível d'água freático, é possível estimar que, entre 9 m e 13 m de profundidade, não ocorre grande variação da porosidade. As diferenças entre as curvas granulométricas obtidas com e sem o uso de defloculante (Figura 30) revelam a presença de microagregados ao longo do perfil de solo, sendo o seu teor mais significativo até a profundidade de 7 m, embora eles se façam também presentes na profundidade de 9 m.

Tabela 4 – Resultados dos Ensaios de Caracterização

Amostra / Profundidade (m)	3	5	7	9
w _L (%)	49	53	54	49
w _P (%)	39	35	43	39
I _P (%)	10	18	11	10
ρ _s (g/cm ³)	2,738	2,872	2,640	2,425
w _o (%)	39,8	40,2	35	25,2
E	1,53	1,52	1,20	0,86
Sr (%)	71	76	77	71

Cabe, ainda, destacar o fato de as curvas granulométricas mostradas na Figura 27 apresentarem um desnível entre os trechos obtidos por peneiramento e por sedimentação nos solos analisados com o uso de defloculante. Isso aponta para o fato de que os agregados ainda estáveis em presença do defloculante são desagregados pelo esforço mecânico presente no processo de lavagem no peneiramento, ou seja, os agregados são, nesse caso, suscetíveis de serem destruídos por ação química e mecânica, implicando cuidados em relação à infiltração de águas servidas e à ação de esforços mecânicos, como a vibração. Por fim, observa-se que as amostras ensaiadas sem o uso de defloculante nas profundidades de 3m e 5m não apresentam degrau entre os resultados obtidos por peneiramento e aqueles oriundos da sedimentação, sendo que tal degrau reaparece nas profundidades de 7 m e 9 m. Isso mostra que a maior intemperização do solo nas camadas mais superficiais melhoraram a estabilidade estrutural dos agregados e, nessas camadas, a infiltração de águas pluviais pode gerar o colapso estrutural do solo, mas dificilmente possibilitará a quebra dos agregados para níveis não muito elevados de tensões. Adicionalmente, há que se considerar o fato de que, quando do uso de defloculante, ao se passar do peneiramento para a sedimentação, o degrau aparece mesmo para os solos com presença de agregações estáveis em presença de água (3 m e 5 m). Isso se deve ao fato de que o avanço progressivo do defloculante para o interior dos agregados precipitados já no início do ensaio de sedimentação ocorre fragilizando-os. Essa constatação é relevante e vem ao encontro do

observado por Ayala (2020), ao estudar um solo contendo agregados estabilizado com cal, e por Wanderley Neto (2020), ao analisar a textura do mesmo solo circundando uma microestaca de concreto. Esses aspectos apontam para a necessidade de se considerar a metaestabilidade estrutural do solo frente a ações químicas e mecânicas a curto, médio e longo prazo.

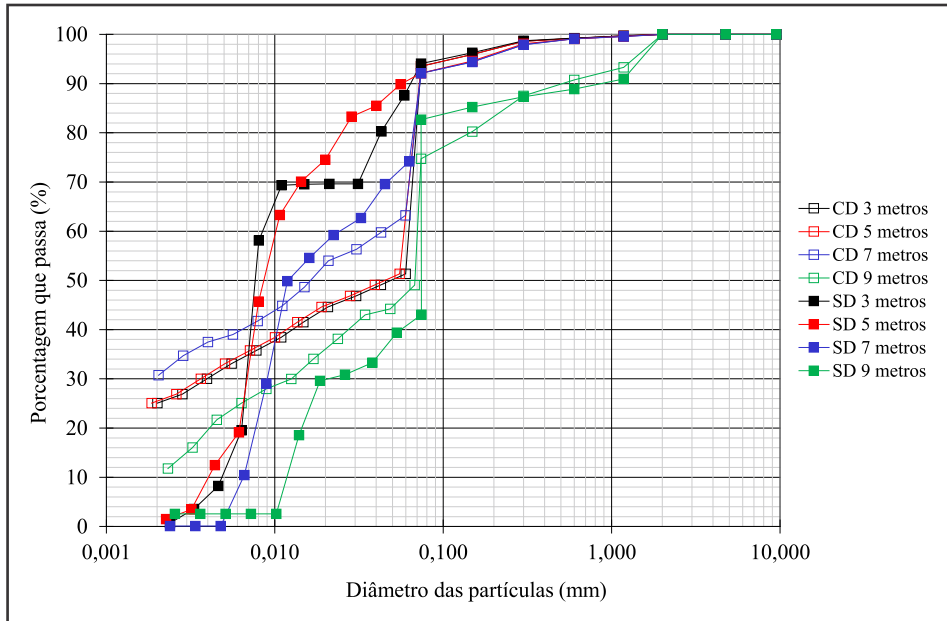


Figura 27 – Curvas granulométricas obtidas com e sem o uso de defloculante

As curvas características de retenção de água obtidas para as profundidades de 3 m, 5 m, 7 m e 9 m são mostradas na Figura 28, em função do teor de umidade w (a) e do grau de saturação S_r (b). As curvas características, como ilustra a Figura 28b, são, tipicamente, bimodais, podendo ser observado que, para os graus de saturação naturais, as sucções matriciais (20 kPa a 60 kPa) encontram-se acima daquelas características da macroporosidade, que são de, aproximadamente, 6 kPa a 8 kPa. Geralmente, nesses solos, quando a sucção é maior que a correspondente à zona de macroporosidade, o aumento de umidade do solo tende a provocar o seu colapso estrutural. Logo, os resultados dos ensaios de caracterização conjuntamente com as curvas características apontam para a possibilidade de recalque das fundações por colapso estrutural do solo quando do seu umedecimento. Diante desse quadro, optou-se por avaliar a capacidade de carga das fundações em estaca escavada, mas também de se avaliar a possibilidade da ocorrência de recalques em função do colapso estrutural do solo em consequência de eventual aumento excessivo da umidade.

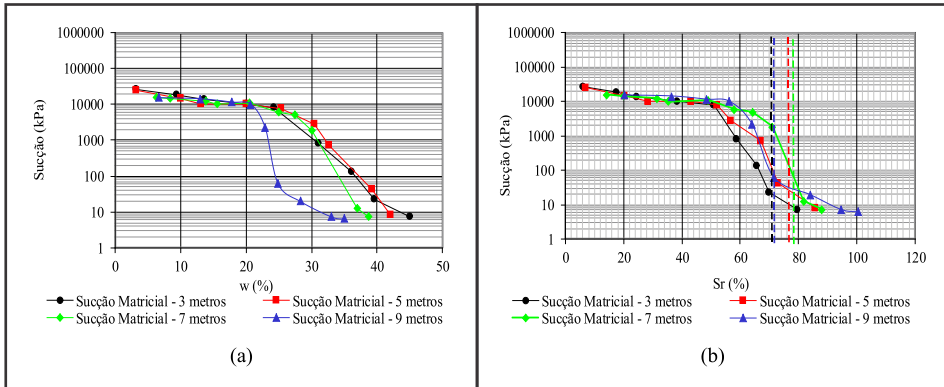


Figura 28 – Curvas características de retenção de água em função (a) da umidade (w) e (b) do grau de saturação (S_r)

Complementando as análises de metaestabilidade estrutural do solo, a Figura 29 apresenta os resultados dos ensaios duplo-oedométricos realizados para as profundidades de 3 m (a) e 7 m (b). Observa-se que, para a amostra coletada a 7 m de profundidade, mesmo sob efeito da tensão de contato (6 kPa), o solo apresentou colapso estrutural quando inundado. Destaca-se que, nas quatro profundidades estudadas, 3 m, 5 m, 7 m e 9 m, o solo apresentou colapso estrutural nesse tipo de ensaio. A elevada manutenção das deformações provenientes dos carregamentos após a remoção das tensões aplicadas indica terem sido elas, em sua quase totalidade, provenientes do colapso estrutural do solo.

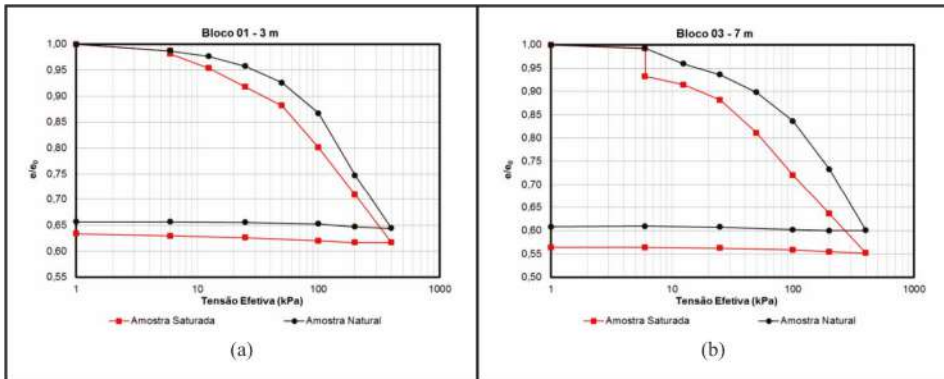


Figura 29 – Curvas de adensamento para amostras coletadas a 3 m (a) e 7 m (b) de profundidade

ii) Comportamento das estacas executadas em furos escavados com trado mecânico

A avaliação do comportamento das estacas escavadas foi feita por meio de provas de carga (PC): a) com o solo na condição natural (PC 17); b) com o solo inundado na super-

fície por meio de vala contornando o bloco de coroamento (PC 20); e com o solo inundado na superfície por meio de vala contornando o bloco de coroamento, e nas profundidades de 3m e 7m por meio de furos a trado oblíquos de modo a aproximar o umedecimento do fuste da estaca (PC 21). Essas provas de carga foram realizadas entre 5/08/2014 e 26/08/2014.

A Figura 30a apresenta os perfis de umidade determinados antes da realização das provas de carga e localizados próximo às três estacas ensaiadas. Para os perfis de umidade correspondentes à PC 17, PC 20 e PC 21, os níveis d'água iniciais encontravam-se, respectivamente, a 12,3 m, 12,8 m e 13,8 m de profundidade e estabilizando-se, respectivamente, a 11,8 m, 11,6 m e 12,4 m de profundidade apontando, assim, para ascensões capilares que se ampliam com a profundidade (respectivamente 0,5 m, 1,2 m e 1,4 m) e refletem, embora a geomorfologia de subsuperfície possa ser no caso relevante, a diminuição do nível de intemperização com o aumento da profundidade. As estacas correspondentes à PC 17 e PC 20 foram executadas com 12 m de comprimento e a PC 21 com 14 m de comprimento, todas apresentando 0,30 m de diâmetro. A coincidência dos trechos iniciais das curvas mostradas na Figura 30b para as três estacas ensaiadas mostra que, na condição não saturada, o comportamento delas foi semelhante, indicando a homogeneidade existente entre os três perfis de solo, assim como entre as três estacas.

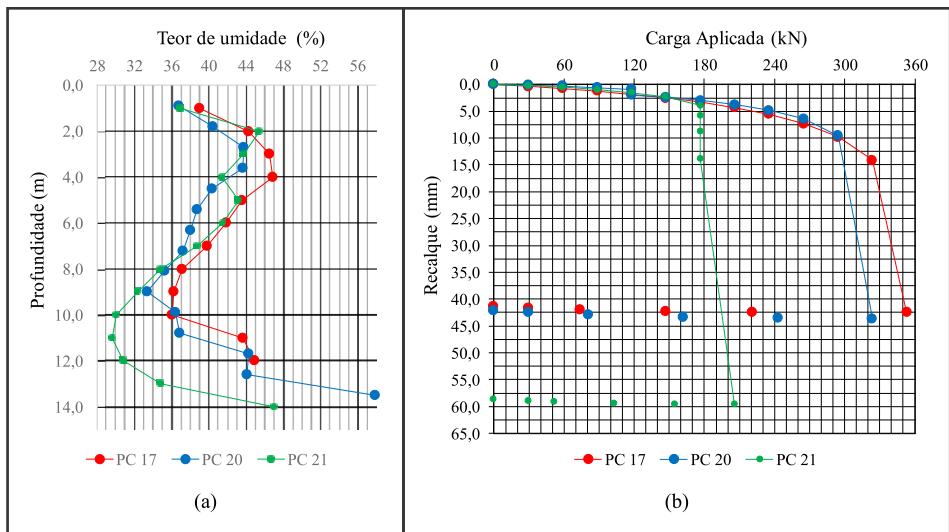


Figura 30 – a) Perfis de umidade; b) curvas carga \times recalque

A estaca submetida à prova de carga PC 17 (solo com umidade natural) rompeu quando a carga à qual estava submetida passou de 323 kN para 353 kN. Já a estaca cujo perfil de solo foi submetido à saturação apenas a partir da superfície sob a carga de 118 kN, carga de trabalho prevista, sofreu, em consequência do aumento da umidade do solo, um recalque de apenas 1,08 mm e rompeu ao se passar da carga 294 kN para a carga 324 kN. Finalmente, a estaca correspondente à prova de carga PC 21, submetida a três es-

tágios de saturação sob a carga de 177 kN, 1,5 vezes a carga de trabalho prevista, sofreu um recalque de 1,93 mm na fase de saturação do maciço a partir da superfície; 2,9 mm na segunda fase, quando se infiltrou água por meio do furo a trado até 3 m de profundidade; e mais 5,17 mm, na terceira fase, quando se infiltrou água até a profundidade de 7 m, totalizando, assim, um recalque de apenas 10 mm devido ao colapso estrutural do solo. No entanto, ao se passar da carga de 177 kN para a carga de 206 kN ocorreu a ruptura da estaca, ou seja, 1,5 vezes a carga de trabalho foi definida como a carga limite para a estaca caso ela viesse a trabalhar em condição de elevada umidade provocada, por exemplo, por um vazamento de água. Esse é, no entanto, um aspecto que comporta maiores reflexões, pois, enquanto o aumento de umidade impacta sobre a sucção, deformabilidade e resistência do maciço umedecido, o aumento da carga de sollicitação apenas trabalha na interface que tem sua resistência diminuída com o aumento da umidade.

Analisando-se a Figura 30a, referente ao perfil de umidade próximo à estaca correspondente à prova de carga PC 21, em relação às curvas características mostradas na Figura 28a, verifica-se que, para as quatro curvas características obtidas para as profundidades de 3 m, 5 m, 7 m e 9 m, as sucções são apenas ligeiramente superiores à zona de macroporosidade, variando entre 7 kPa e 10 kPa. Esses valores baixos de sucção, situados apenas ligeiramente acima da zona de macroporosidade, justificam o pequeno recalque oriundo do colapso, mas mostram, ao se comparar o resultado dessa prova de carga com o da PC 17, realizada com o perfil de solo no estado natural, que, mesmo nessa situação, a sucção é relevante para o comportamento das fundações assentes em perfis de solos não saturados.

Diante de tais peculiaridades, devem-se evitar fundações superficiais, sapatas e radiers, por estas estarem, entre outros fatores, mais suscetíveis a prováveis aumentos de umidade por infiltração de águas da chuva e de águas servidas durante a vida útil do empreendimento. Também se deve atentar para esforços mecânicos excessivos em suas proximidades, como vibrações, pois, devido à metaestabilidade estrutural do solo, podem gerar a sua instabilização estrutural. É interessante observar que, na curva de adensamento, Figura 29b, correspondente a 7 m, ocorre o colapso estrutural do solo quando a amostra foi inundada sob a carga de apenas 6 kPa, confirmando a natureza metaestável da estrutura do solo diante de esforços mecânicos.

Destaca-se, no entanto, que o mais relevante nesse estudo de caso foi realçar a importância de se levar em consideração o comportamento não saturado do solo com base em informações como aquelas fornecidas pelas curvas características e perfis de umidade, levando-se em conta o efeito sazonal. Nesse sentido, salienta-se que as provas de carga foram realizadas no mês de agosto, ou seja, já na estação seca e, mesmo assim, as umidades presentes nos perfis de solo asseguravam sucções pequenas atuantes no solo. Do ponto de vista geotécnico, os estudos ofereceram mais segurança ao projetista e permitiram orientar a empresa executora sobre os cuidados a serem tomados em relação ao empreendimento de modo a manter a segurança das edificações.

4.3 Experiência no Campo Experimental da UFG

O Campo Experimental da Escola de Engenharia Civil e Ambiental (EECA) da UFG situa-se na cidade de Goiânia-GO, localizado nas coordenadas 16°40'41.38"S,

49°14'31.14"O. Muitos trabalhos colaboraram para a caracterização do local, executando-se ensaios de laboratório e *in situ* (SPT, PMT e Panda 2), cabendo destaques às dissertações de Nascimento (2019), Machado (2020) e Galvani Jr. (2020).

O perfil de solo local, bem como a maior parte da região, apresenta um latossolo vermelho nos primeiros 4 m, seguidos de uma camada de transição do solo transportado e o solo residual entre as profundidades de 4 a 7 m. Abaixo dessa profundidade, predominam solos residuais de micaxisto, com colorações variando do rosa (solo residual maduro) ao verde (solo jovem).

A composição granulométrica do solo é apresentada na Figura 31. Na análise com defloculante, a fração areia predomina ao longo de todo o perfil, enquanto que, na situação sem defloculante, a fração silte prepondera entre 6,0 e 9,0 m. O uso de defloculante resulta em um aumento expressivo da fração argila, refletido também no elevado teor de agregação (49% a 100% em todas as profundidades, obtido pela relação da variação de porcentagem de argila nos ensaios executados com e sem defloculante e a porcentagem de argila). A partir de 7,0 m de profundidade, o solo perde o caráter laterítico, sugerindo o início do horizonte saprolítico do perfil. A classificação granulométrica, a massa específica dos grãos de solo (ρ_s), o teor de agregação das partículas e a classificação MCT são apresentados na Tabela 5.

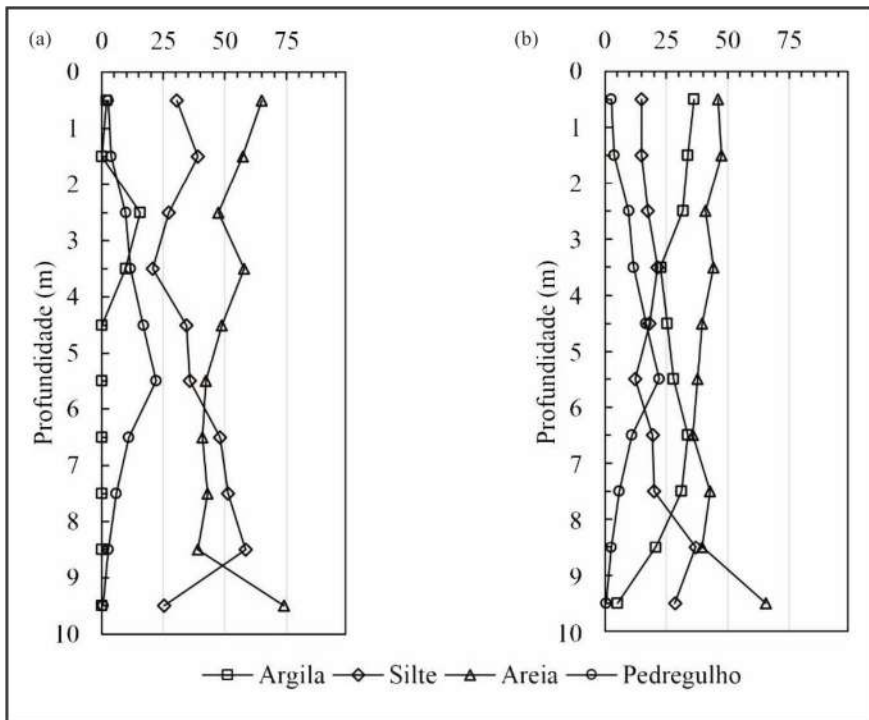


Figura 31 – Composição granulométrica do perfil de solo: (a) sem defloculante; (b) com defloculante (Nascimento, 2019).

Tabela 5 – Massa específica dos grãos e classificações granulométrica e MCT do perfil de solo de Nascimento (2019).

Profundidade (m)	ñs (g/cm ³)	Classificação granulométrica		Teor de agregação	Classificação MCT
		Sem defloculante	Com defloculante		
0 a 1	2,74	areia siltosa	areia argilosa	94%	LA'-LG'
1 a 2	2,73	areia siltosa	areia argilosa	100%	LA'-LG'
2 a 3	2,72	areia siltosa	areia argilosa	49%	LG'
3 a 4	2,75	areia siltosa	areia argilosa	59%	LA'-LG'
4 a 5	2,74	areia siltosa	areia argilosa	100%	LA'-LG'
5 a 6	2,79	areia siltosa	areia argilosa	100%	LG'
6 a 7	2,77	silte arenoso	areia argilosa	100%	LG'
7 a 8	2,81	silte arenoso	areia argilosa	100%	NG'
8 a 9	2,80	silte arenoso	areia siltosa	100%	NS'-NG'
9 a 10	2,78	areia siltosa	areia siltosa	100%	NA-NS'

Nota: LA'-LG' = arenoso ou argiloso laterítico; LG' = argiloso laterítico; NG' = argiloso não laterítico; NS'-NG' = siltoso ou argiloso não laterítico; NA-NS' = arenoso ou siltoso não laterítico.

Com as amostras deformadas coletadas em um poço de inspeção, Machado (2020) determinou o perfil de umidade, índices geotécnicos (Tabela 6), a curva característica solo-água (CCSA) de cada camada por meio de *Temp Cells* (sucções até 90 kPa) e do equipamento WP4C (restante da gama de sucções) (Figura 32). Observa-se que todas as CCSA apresentam caráter bimodal, o que é típico de solos tropicais lateríticos.

Tabela 6 – Teor de umidade, peso específico natural, peso específico seco e índice de vazios do perfil de solo. Adaptado de Machado (2020).

Profundidade (m)	w (%)	\bar{a}_{nat} (N/m ³)	\bar{a}_d (kN/m ³)	e
0,5	17	14,5	12,3	1,23
1,5	18	14,7	12,5	1,18
2,5	20	15,2	12,6	1,16
3,5	19	16,4	13,9	0,98
4,5	18	15,5	13	1,11
5,5	20	16,5	13,7	1,04

Com as amostras indeformadas coletadas no poço de inspeção em três níveis (2,5, 3,5 e 5,5 m), Machado (2020) realizou ensaios triaxiais drenados com o solo em sua umidade natural (CD_{nat}), por meio do qual se obteve a coesão efetiva (c'), o ângulo de atrito interno efetivo (ϕ') e os módulos de deformabilidade do solo. Os ensaios foram realizados com tensões confinantes iguais a 25, 50, 75 e 100 kPa (Figura 33).

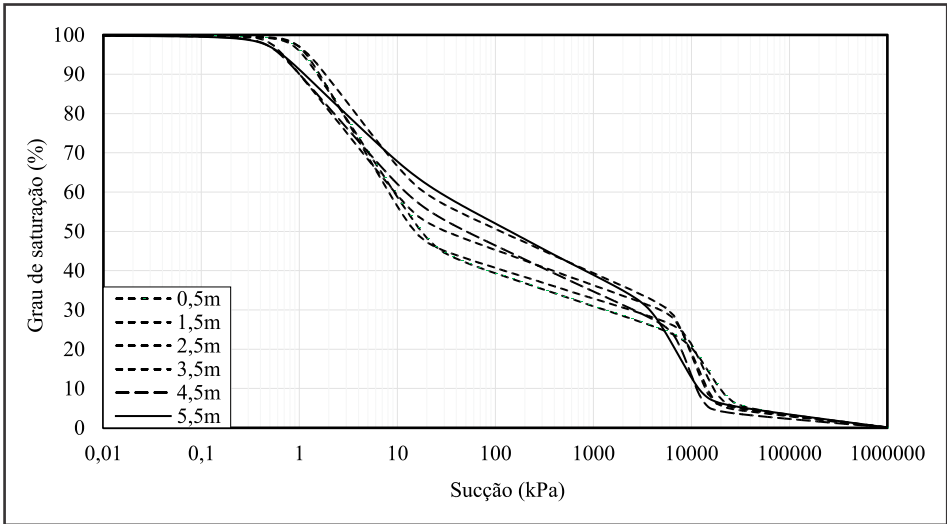


Figura 32 – Curvas características solo-água do perfil de solo. Adaptado de Machado (2020).

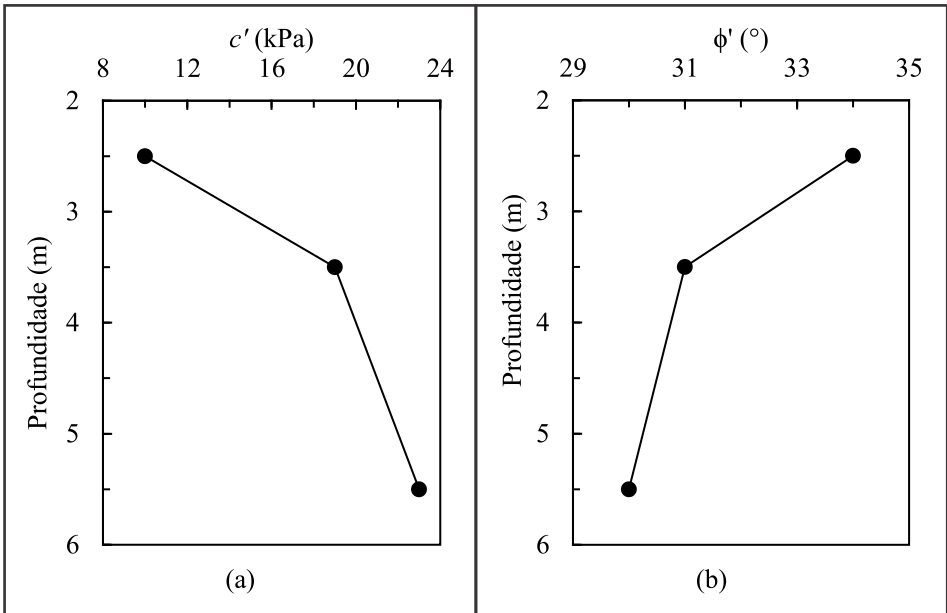


Figura 33 – Parâmetros de resistência obtidos através dos ensaios triaxiais CD_{nat} : (a) coesão efetiva; (b) ângulo de atrito interno efetivo. Adaptado de Machado (2020).

Sondagens de simples reconhecimento, com medida de SPT, foram realizadas na estação seca (d) (Rezende; Rocha, 2020) e na estação chuvosa (w) (Machado *et al.*, 2018) do regime pluviométrico local (Figura 34). O primeiro metro do perfil apresenta uma camada ressecada, com maior resistência que as camadas subsequentes. O teor de umidade decai bastante nos 3 primeiros metros, quando comparado aos períodos seco e chuvoso. A elevada drenagem do terreno resulta em nítidas diferenças do teor de umidade para profundidades de até 9 m. Destaca-se, nos primeiros 4 m, acréscimo significativo nos valores de N_{SPT} ($SPT_d > SPT_w$) na estação seca. Na camada de transição (4-7m) a presença de fragmentos de rochas dificulta a comparação dos valores de NSPT. A partir de 7m os valores medidos de N_{SPT} são mais próximos. Cabe ressaltar que nas duas ocasiões o nível d'água não foi atingido.

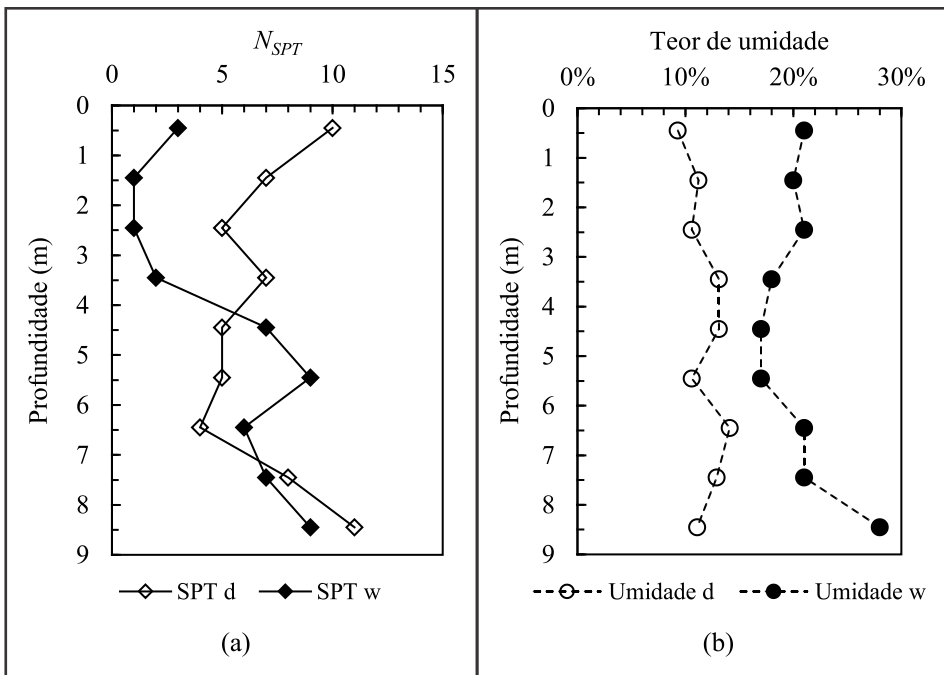


Figura 34 – Resultados das sondagens SPT: (a) valores de N_{SPT} ; (b) perfis de umidade correspondentes. Adaptado de Machado (2020).

Em cada período pluviométrico foram realizados três ensaios PANDA 2 (Silva *et al.*, 2020). A média aritmética dos valores de resistência dinâmica de cone (q_d) obtidos com uma ponteira de 10 cm^2 para cada período é apresentada na Figura 35, em conjunto com o perfil de umidade correspondente. Verifica-se uma tendência semelhante à obtida na medição do SPT.

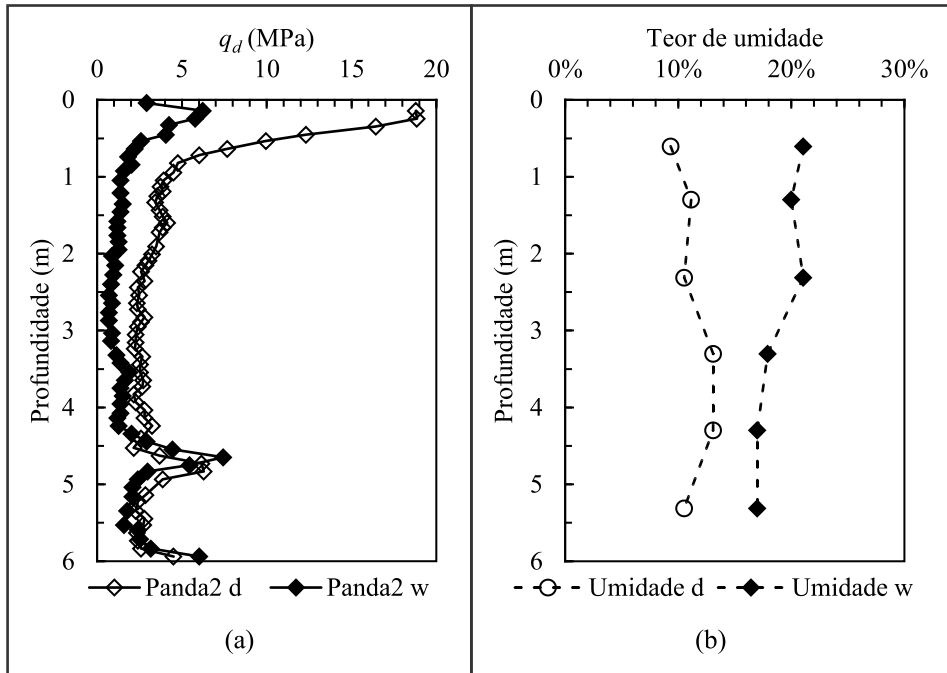


Figura 35 – Resultados dos ensaios PANDA 2: (a) média dos valores de q_d ; (b) perfil de umidade correspondente. Adaptado de Machado (2020).

Machado (2020) realizou sondagens pressiométricas nas estações seca e chuvosa nas cotas de 0,5; 1,5; 2,5; 3,5; 4,5 e 5,5 m para a obtenção da pressão limite (p_L) e do Módulo de Deformabilidade de Ménard (E_M). Os valores médios obtidos em ambas as estações do regime pluviométrico de Goiânia são apresentados na Figura 36. Observa-se que a umidade e, conseqüentemente, a sucção do solo influenciam consideravelmente os parâmetros p_L e E_M , sobretudo nas camadas mais superficiais. Entre 0,5 e 4,5 m de profundidade, os valores de E_M obtidos no período seco são de 2 a 7 vezes superiores aos correspondentes à estação chuvosa. Para a mesma camada, os valores de p_{L-d} são de 2 a 4 vezes maiores que os valores p_{L-w} .

Galvani Jr (2020) realizou uma bateria de provas de carga com estacas metálicas tubulares de ponta aberta. Escolheu-se um comprimento de estacas de 3,5m para serem posicionadas entre as cotas de -0,45m e -3,95m, de forma a minimizar a influência da camada superior ressecada. Dessa forma, as estacas ficariam apenas no manto intemperizado do solo superficial. As estacas eram compostas por segmentos rosqueáveis e foram introduzidas por prensagem com macaco hidráulico para não transmitir esforços dinâmicos na frágil estrutura do solo. Monitorou-se a força no estágio de introdução da estaca e, posteriormente, executaram-se duas provas de carga estática, sendo a primeira quando a estaca tinha um comprimento embutido de 1,55m e a segunda com um comprimento de 3,5m.

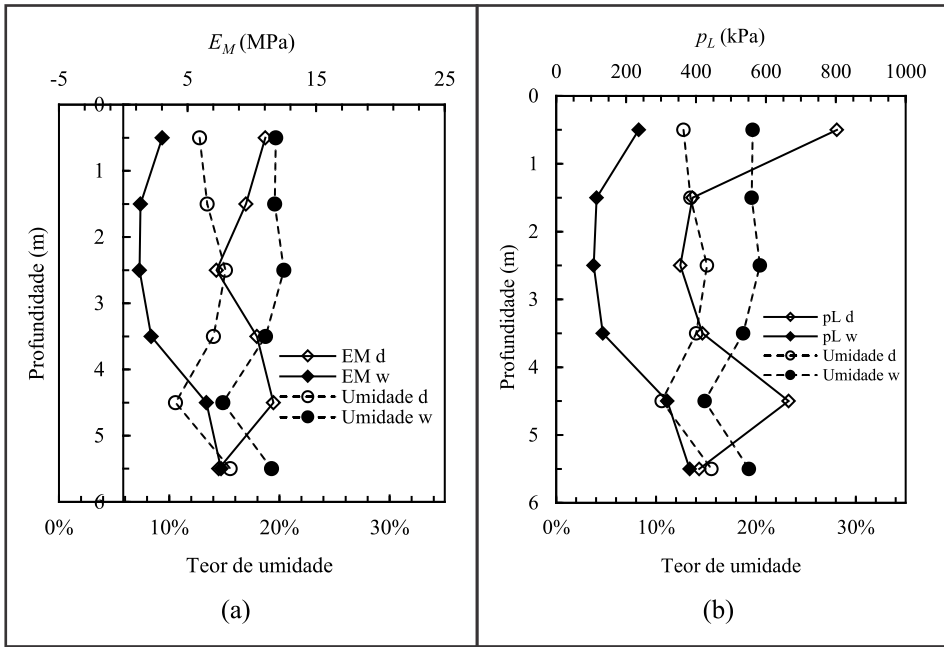


Figura 36 – Resultados dos ensaios pressiométricos: (a) módulo de deformabilidade de Ménard; (b) pressão limite. Adaptado de Machado (2020).

A Figura 37 apresenta a modulação dos segmentos das estacas, enquanto que a Figura 38 traz o arranjo utilizado para as provas de carga.



Figura 37 – Segmentos rosqueáveis da estaca tubular de ponta aberta (Galvani Jr., 2020)

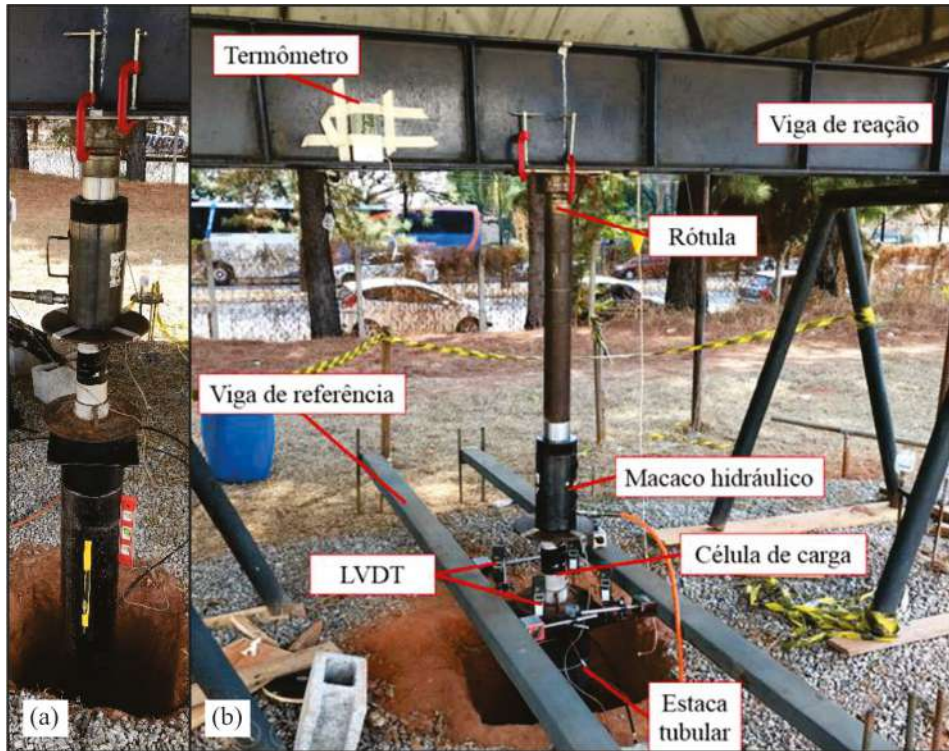


Figura 38 – (a) prensagem da estaca metálica, (b) aparato da prova de carga. Adaptado de Galvani Jr (2020).

Na Figura 39 fica bastante evidenciada a diferença da força necessária para prensar as estacas, nas diferentes estações do ano. No período chuvoso, cujos valores de umidade foram apresentados nas Figuras 34 e 35, a força foi muito menor do que os valores medidos para o período seco, em toda a extensão da estaca e para os dois diâmetros.

Os ensaios de Galvani Jr. (2020) utilizaram diferentes diâmetros de estacas, que foram ensaiadas em locais próximos, mas nas diferentes estações de chuva da região. A Figura 39 compara a força necessária para a introdução da estaca durante a prensagem para duas estacas com diâmetros de 114,3 mm (denominada por A4) e 165,1 mm (A6), com espessuras de parede metálica de 4,5 e 5,0 mm respectivamente. O índice “w” refere-se ao ensaio realizado na estação chuvosa e o índice “d” à estação seca.

Na Figura 40, são apresentados os resultados das provas de carga executados em diferentes estações do ano, para as duas estacas (A4 e A6). A prova de carga estática “PC1” foi realizada quando a estaca estava embutida entre as cotas de 0,45 a 2,0m e a prova de carga “PC2” foi executada com a estaca introduzida entre as cotas 0,45 e 3,95m. O efeito do teor de umidade e respectiva variação da sucção do solo resultou numa redução entre 30-50% da capacidade de carga da estaca, quando se compara o período chuvoso com a mesma estaca na estação seca.

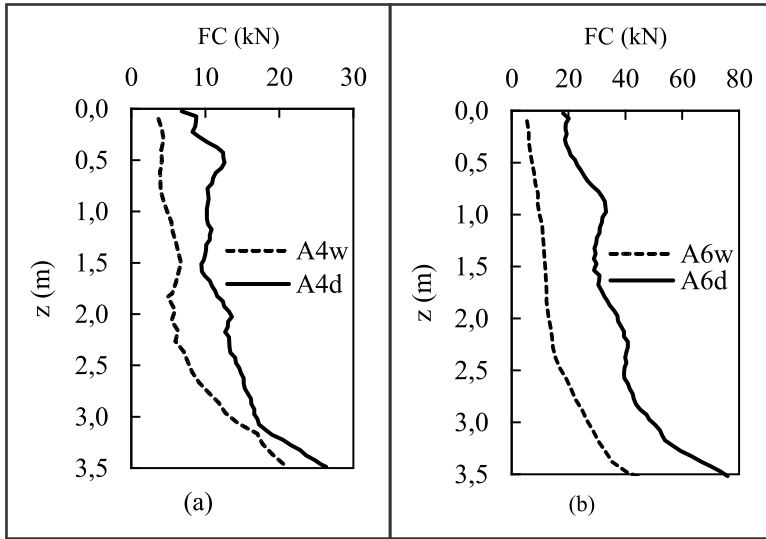


Figura 39 – Curvas de cravação: (a) A4 e (b) A6. Adaptado de Galvani Jr (2020).

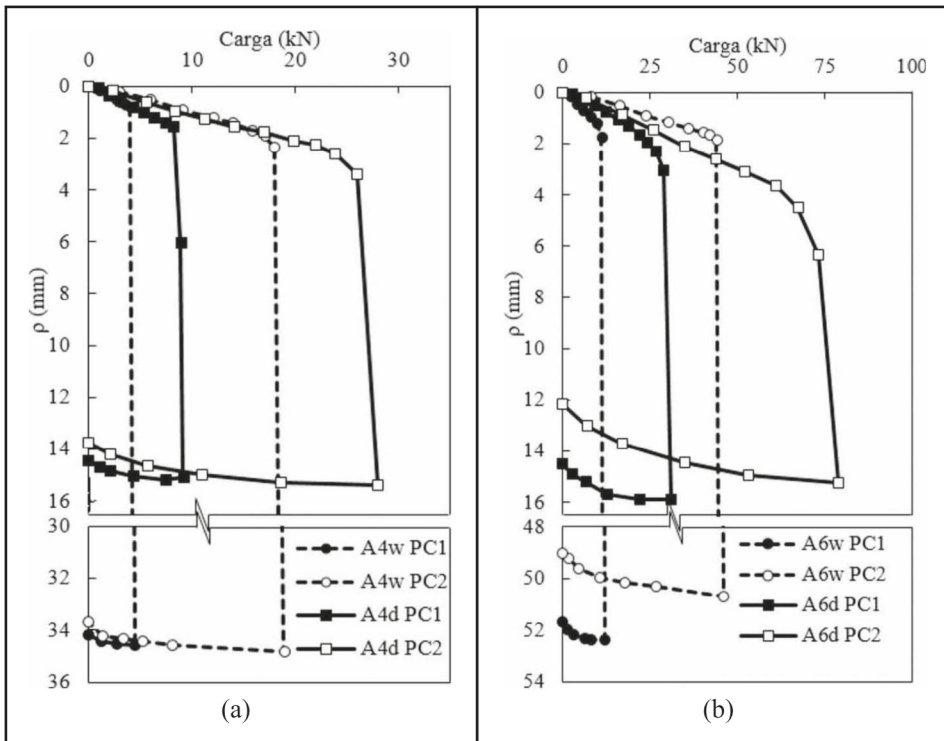


Figura 40 – Curvas carga recalque: (a) A4 e (b) A6. Adaptado de Galvani Jr (2020).

4.4 Agrupando outros resultados da literatura

A Tabela 7 apresenta uma pequena coletânea de alguns trabalhos que ensaiaram estacas e placas em solos colapsíveis brasileiros. Quanto às diferenças entre os locais, origem dos solos, etc., vale lembrar o comentário de Camapum de Carvalho *et al.* (1995), de que “em solos tropicais porosos a intensa lixiviação e laterização conduz a uma redução progressiva da influência da história de tensões propriamente dita na sua estrutura e comportamento”.

Os trabalhos apresentados na Tabela 7 enfocaram, principalmente, a redução da capacidade de carga, não sendo apresentada a magnitude dos recalques ocorridos em função do colapso.

A redução na capacidade de carga foi bastante variada (23 – 77%). Todas as estacas dos trabalhos apresentados estavam totalmente imersas na camada colapsível.

O processo de inundação parece ser mais “eficaz” em estacas do que em placas ou sapatas, comparando-se as reduções observadas. Isso poderia ser explicado pelo fato de que o carregamento de uma estaca mobiliza um menor volume de solo adjacente ao fuste quando comparado ao do solo abaixo de uma placa, e esse volume menor seria mais facilmente “inundado”. Além disso, a interface estaca-solo cria um caminho preferencial de percolação, o que facilita a inundação exatamente na região mais crítica, promovendo a lubrificação do contato estaca-solo.

Tabela 7 – Influência da inundação dos solos em resultados de provas de carga com carregamento vertical

Autor	Tipo de Fundação	Tipo de Prova de Carga	Processo de Inundação	Tempo de Inundação	Reensaio	Redução na Cap. de carga
Agnelli (1992)	placa a 1 e 2 m	II	A	4 - 9h	não	32 - 46 %
Souza (1993)	placa a 0,7 m	III	A	não citado	não	40 %
Carvalho e Souza (1990)	estaca escavada L = 6 m, D = 0,25 m	I	A	10h	sim	67 %
Silva (1990)	estaca broca, L = 6 m, D = 0,25 m	III	C	24h	sim	77 %
Silva (1990)	estaca broca L = 6 m, D = 0,25 m	I	C	15h	sim	71 %
Lobo <i>et al.</i> (1991)	estaca escavada L = 2-6 m, D = 0,25 m	I	C	48h	sim	35 - 43 %
Lobo <i>et al.</i> (1991)	estaca apiloada L = 2-6 m, D = 0,25 m	I	C	48h	sim	23 - 35 %

Autor	Tipo de Fundação	Tipo de Prova de Carga	Processo de Inundação	Tempo de Inundação	Reensaio	Redução na Cap. de carga
Fernandes (1995)	estaca broca L = 6 m, D = 0,25 m	II	A	> 48h	sim	32%
Fernandes (1995)	grupo 2 estacas L = 6 m, D = 0,25 m	II	A	> 48h	sim	42%
Fernandes (1995)	grupo 3 estacas L = 6 m, D = 0,25 m	II	A	> 48h	sim	26 - 30%
Fernandes (1995)	grupo 4 estacas L = 6 m, D = 0,25 m	II	A	> 48h	sim	25%

Tipo de prova de carga (I, II ou III) especificados no início do item 4.

Processo de inundação (A, B ou C) especificados no início do item 4.

5. MODELAÇÃO DE PROVAS DE CARGA EM SOLOS COLAPSÍVEIS

Uma decorrência natural da oferta de resultados de ensaio com sucção controlada, isto é, daqueles em que se conhecem a tensão normal líquida, $\sigma - u_a$, e a sucção matricial, $u_a - u_w$, é a possibilidade de modelar determinados comportamentos de interesse, como algumas das provas de carga anteriormente mencionadas.

Machado (1998) modelou as estacas ensaiadas à tração e as provas de carga com monitoramento da sucção anteriormente apresentadas. Para essa finalidade, utilizou o modelo de Alonso *et al.* (1990) para retratar o solo não saturado, introduzindo algumas modificadas em função do comportamento exibido pelo solo. Algumas dessas modificações incluíram a expressão do índice de compressão do solo como variando de forma hiperbólica com a sucção, de forma a ter-se um valor assintótico para esse índice e a possibilidade de representar solos com valores máximos de colapso com as tensões aplicadas. A variação de coesão com a sucção também foi retratada por uma relação hiperbólica, bem como se procedeu a um ajuste na equação da curva que descreve a curva LC do modelo de Alonso. As simulações foram realizadas empregando-se o programa SIGMA W da GeoSlope, optando-se pelo modelo Cam Clay modificado. Como, no programa, não havia a possibilidade de retratar o espriamento das curvas LC com a sucção, adotou-se a engenhosa solução de transladar os valores iniciais da tensão octaédrica média do valor correspondente a p_s , a variável que retrata o aumento de coesão com a sucção. Os resultados das simulações foram bastante satisfatórios, ainda mais quando se consideram as adaptações introduzidas que foram necessárias para contornar as limitações dos modelos constitutivos embutidos nos programas disponíveis na época. Para ilustrar os resultados obtidos, a Figura 41 mostra a simulação de provas de carga à tração realizada por Campelo (1994) em estacas do tipo broca com diâmetro de 0,25 m e comprimento de 6,0 m. As provas de

carga compreenderam uma do tipo rápido (QML) e outra do tipo lento (SML), ambas realizadas na umidade natural.

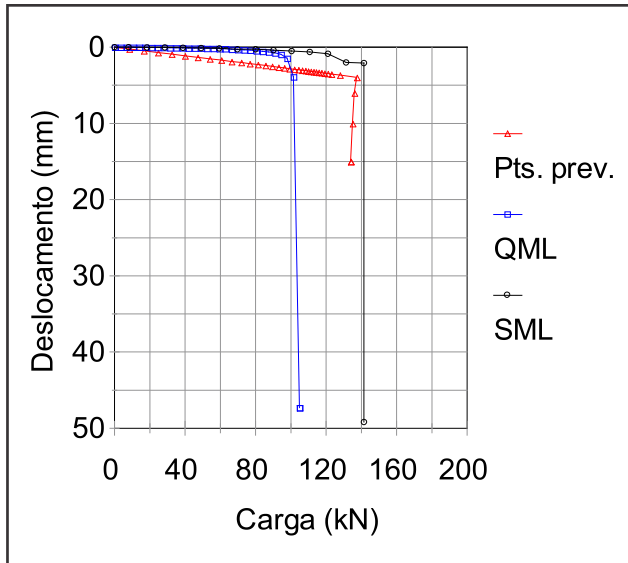


Figura 41– Curvas carga-recalque obtidas experimentalmente e modelada com o programa SIGMA/W, modelo Cam Clay modificado e lei de fluxo associada. Estacas do tipo broca com diâmetro de 0,25 m e comprimento de 6,0 m (Machado, 1998).

Rodrigues *et al.* (2013) modelaram as provas de carga com monitoramento de sucção realizadas por Costa (1999). Para tanto, fizeram uso do modelo de Alonso *et al.* (1990) e do programa CODE-BRIGHT (Olivella *et al.*, 1996) e, para a obtenção dos parâmetros do modelo, utilizaram os dados experimentais obtidos por Machado (1998) e que estão citados na Tabela 8.

A placa foi considerada como elástica linear, com $E = 210 \text{ GPa}$ e $\nu = 0,3$, e, para re-tratar a situação tridimensional, adotou-se $K_o = 0,5$. A Figura 42 compara os resultados obtidos, observando-se uma boa concordância entre os resultados experimentais e os modelados. O estudo incluiu, ainda, a modelação dos recalques graduais por colapso, considerados como a diferença de ordenadas entre a curva para o solo saturado e a curva numa determinada sucção. Para tanto, uma vez estabilizados os recalques na condição inicial, iniciou-se a redução de sucção, registrando-se os recalques produzidos até chegar-se à sucção nula.

A Figura 43 ilustra as curvas obtidas por modelação com os recalques por umedecimento nas tensões de 70 e 90 kPa, observando-se, também, uma boa reprodução dos recalques por colapso gradual do solo. Esses resultados atestam a potencialidade dos modelos para solos não saturados já disponíveis e incentivam o seu uso em problemas reais que demandem análises mais apuradas.

Tabela 8 – Parâmetros do modelo de Alonso *et al.* (1990) obtidos para o solo do Campo Experimental da EESC-USP (Rodrigues *et al.*, 2013)

Parâmetros mecânicos		Parâmetros hidráulicos	
κ_{io}	0.0135	P	1 kPa
$\lambda(0)$	0.1565	λ	0.36
β	0.022 kPa ⁻¹	S_{ri}	0.32
M	1.20	S_{ls}	1
r	0.63	k^*	2.10 ⁻¹² m ²
p^c	1 kPa		
p_o^*	25 kPa		
k	0.40		

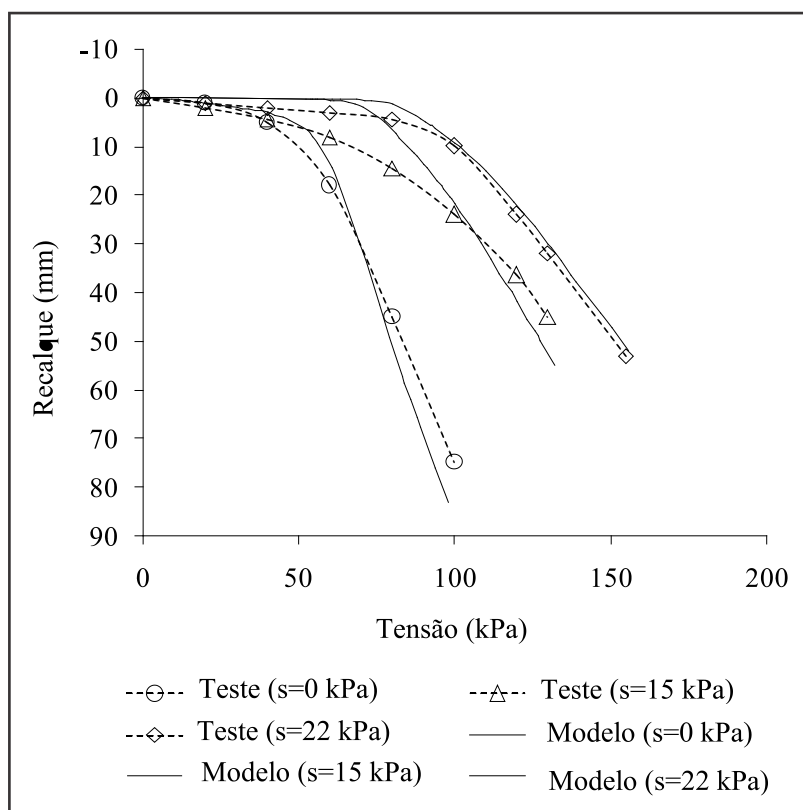


Figura 42 – Curvas carga – recalque experimentais e modeladas (Rodrigues *et al.*, 2013)

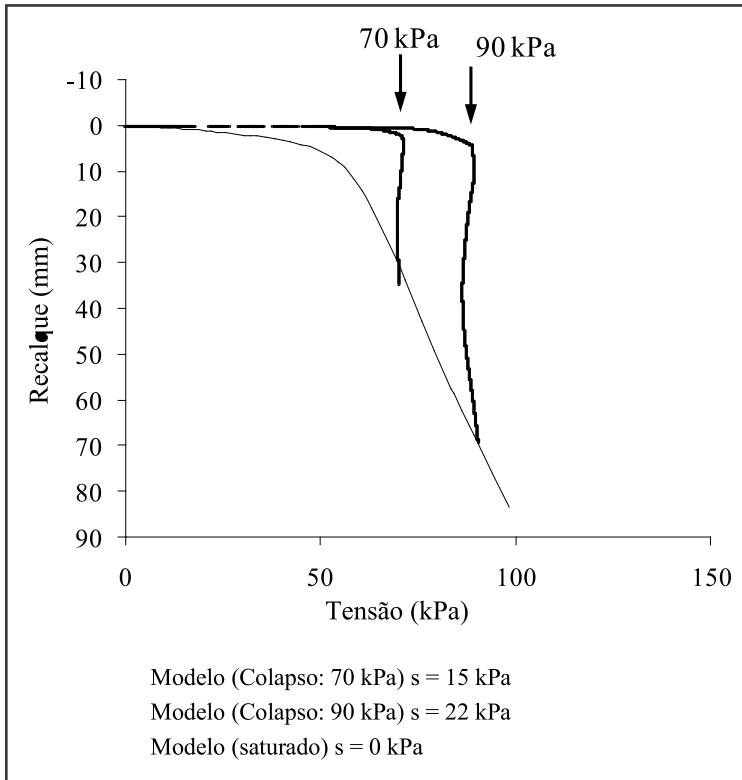


Figura 43 – Curvas obtidas por modelação do desenvolvimento de recalques por redução gradual de sucção nas tensões de 70 e 90 kPa (Rodrigues *et al.*, 2013)

6. INUNDAÇÃO EM AÇÕES DE RECUPERAÇÃO DE FUNDAÇÕES

Sales e Costa (1996) relatam a recuperação de um edifício residencial de 6 pavimentos, com área aproximada de projeção de 8,30 x 23,20 m.

A estrutura concebida possuía 18 pilares em 3 linhas, com uma estimativa de carga, no momento do problema, variando entre 250 e 1050 kN. Essa estrutura apresentava-se, aparentemente, superdimensionada em função das dimensões das vigas, dos pilares e da armadura neles empregada.

A fundação executada foi em estacas pré-moldadas de concreto, com seção circular vazada e diâmetro externo de 42 cm. Sob todos os pilares, utilizou-se apenas um bloco sobre uma estaca, com profundidade média de cravação de 9 m.

As maiores cargas ultrapassaram a capacidade de carga do solo e os pilares começaram a recalcar continuamente quando a obra atingiu aproximadamente 80% das cargas permanentes. A estimativa de carga dos pilares da lateral esquerda era de 4 com 550 kN e 2 com 950 kN. Com essa movimentação, o edifício passou a girar como um corpo rígido.

Os pilares da linha esquerda sofreram recalques da ordem de 18 cm e os da lateral direita um levantamento de 3 cm, implicando um ângulo de giro de 2° . A Figura 44 mostra o desaprumo sendo medido e ainda o processo executivo dos reforços de fundação.

A estrutura praticamente não sofreu danos, mas as alvenarias das paredes transversais ao sentido da rotação apresentaram fissuramento.

Havia a necessidade de se fazer um reforço imediato para interromper o processo de recalque. Em função do tempo de execução e da disponibilidade de mobilização, foi projetada e construída uma viga de fundação com 1,3 m de largura, 1,0 m de altura e extensão suficiente para interligar todos os 6 pilares da lateral crítica da obra, aproximadamente 27 m.

A função dessa viga era aumentar a capacidade de carga, mesmo o solo superficial não sendo muito resistente. Além do mais, a viga daria uma maior rigidez a essa região, diminuindo a possibilidade de recalques diferenciais entre os pilares da mesma linha.



Figura 44 – Monitoramento e recuperação das fundações

A escavação, armação e concretagem da viga foram feitas em 48h. Utilizou-se um concreto de alta resistência inicial. Os recalques só foram interrompidos 24h após a concretagem e, nesse instante, já haviam sido atingidos recalques absolutos de 18 a 20 cm nos pilares da esquerda.

Com o risco de ruína afastado temporariamente, iniciou-se a fase de recuperação do prumo e o reforço definitivo da obra.

Para os demais pilares da obra, foi projetado um reforço com dois tubulões e uma viga de transição que se interligava à fundação já existente. Os tubulões foram concretados até uma cota inferior ao fundo da viga, deixando-se um espaço igual ao deslocamento planejado para cada pilar a fim de se recuperar o prumo do edifício, quando, então, a viga ficaria simplesmente apoiada sobre os tubulões.

O tombamento do edifício no sentido oposto à inclinação inicial foi tentado com o auxílio de cargueiras construídas entre pilares, carregamentos de pontos próximos aos pilares em todos os pavimentos com sacos de cimento e areia. Esse acréscimo de carga nas fundações conseguiu retornar, aproximadamente, 70% dos valores desejados e não mais conseguia provocar recalques.

Para a conclusão do giro planejado para a estrutura, foram construídas valas no entorno dos blocos para a inundação contínua do solo da interface estaca-solo. Do comprimento total de 9 m das estacas, 6m encontravam-se acima do nível freático.

A inundação próxima às estacas conseguiu reduzir a parcela de atrito lateral e os recalques voltaram a ocorrer.

Esse procedimento foi todo monitorado por um controle de recalques de todos os pilares, utilizando-se nível topográfico a fim de se saber qual área deveria ser carregada/inundada ou aliviada/inundação interrompida, procurando-se uma homogeneidade de deslocamentos para não danificar a estrutura. Essa etapa durou em torno de 60 dias, conseguindo-se reduzir o desaprumo para valor inferior a 5cm. A obra foi liberada para conclusão e, hoje, encontra-se normalmente habitada.

7. CONSIDERAÇÕES FINAIS

O conteúdo deste capítulo torna clara a importância de se considerarem as propriedades e os comportamentos dos solos não saturados nos estudos preliminares, no projeto, na execução e na manutenção de obras de fundações quando implantadas, mesmo que parcialmente, em solos não saturados.

Embora, por questões de segurança os profissionais optam, muitas vezes, por trabalharem considerando as situações críticas, não se deve ter por premissa considerar o solo em estado saturado, pois dela advém uma outra consequência, o maior custo, não raro desnecessário.

Não se pode negar que a dinâmica da umidade ao longo do ano em um perfil de solo dificulta as análises de comportamento das fundações, considerando-se as implicações da condição não saturada do solo sobre a sua capacidade de carga e recalques. No entanto, conforme indicado neste capítulo, trabalhar considerando-se o impacto do índice de umidade na sucção média constitui-se em uma alternativa a ser avaliada.

A consideração do estado do solo não saturado em uma obra geotécnica de fundação deve ter início já nos estudos preliminares, seja por meio de ensaios de laboratório, de campo ou mesmo em simulações numéricas. No entanto, a pretexto de simplificar ou por mero desconhecimento de sua importância, em grande parte das situações, não se atenta para essa particularidade do perfil de solo. As próprias sondagens são realizadas sem que se atente para o estado de não saturação do solo, dando-se importância apenas ao nível freático quando presente, mas a umidade e, por consequência, a sucção e os resultados dos ensaios estão variando ao longo do ano, podendo levar a problemas no dimensionamento das fundações.

Neste capítulo, frisou-se que a importância da não saturação do solo não pode se restringir apenas à capacidade de carga, pois a médio e longo prazo, parte da química do concreto para o caso de fundações concretadas *in situ* pode migrar, tornando-se passível de afetar a estabilidade textural e estrutural do solo, como exemplificado por Camapum de Carvalho e Gitirana Jr (2021).

Ainda buscando-se realçar a importância de considerar o comportamento não saturado dos solos, os resultados obtidos não só nas sondagens como para as provas de carga vão depender das condições de umidade e, por consequência, da sucção em que se encon-

tra o solo. Também impacta, geralmente, nos resultados das provas de carga, o intervalo de tempo decorrido entre a concretagem e o ensaio, pois a umidade aportada ao solo pelo concreto levará certo tempo para novamente entrar em equilíbrio com o maciço.

Finalmente, é importante que se considere, nas obras de fundação, não só o impacto da geomorfologia e suas alterações no estado de tensões, como na própria distribuição da umidade no maciço, ambos influenciando nos resultados dos ensaios e no próprio desempenho das fundações.

AGRADECIMENTOS

Os autores deste capítulo e todos os participantes indiretos gostariam de ofertar este texto à memória do eterno amigo José Henrique Feitosa Pereira ou, simplesmente, Feitosa, como ele preferia, por sua dedicação ao tema “solos não saturados” em toda a sua curta, mas brilhante carreira de pesquisador, e ainda pela forma simples e natural de arrancar um sorriso e ajudar a qualquer um que cruzasse seu caminho.

REFERÊNCIAS

AGNELLI, N. (1992). Estudo da Colapsividade do Solo de Bauru Através de Prova de Carga Direta, Dissertação de Mestrado, EESC/USP, São Carlos.

ALONSO, E.E.; GENS, A. & JOSA, A. (1990). A constitutive model for partially saturated soil. *Géotechnique*, 40(3): 405-430.

ARAKI, M.S. (1997). Aspectos Relacionados às Propriedades de Solos Colapsíveis do Distrito Federal. Dissertação de Mestrado em Geotecnia, Universidade de Brasília, 121 pp.

AYALA, R.J.L. (2020). Melhoria de solos com fibras provenientes da indústria avícola. Brasília: Tese de Doutorado, G.TD-159/2020, Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Universidade de Brasília, 272 p.

BLANCO, S.B. (1995). Aspectos de Geologia de Engenharia da Escavação do Metrô de Brasília – Trecho Asa Sul. Dissertação de Mestrado em Geotecnia, Universidade de Brasília, 92 pp.

CAMAPUM DE CARVALHO, J. (2003). Influência da Precipitação no Comportamento do Solo. G. RI. JC – 001A/2003.

CAMPAPUM DE CARVALHO, J. & GITIRANA JR., G.P.N. (2021). Unsaturated soils in the context of tropical soils. In: *Soils and Rocks*, 44(3). www.soilsandrocks.com

CAMAPUM DE CARVALHO, J.; MORTARI, D.; ARAKI, M.S. & PALMEIRA, E.M. (1994). Aspectos relativos à colapsividade da argila porosa de Brasília-DF. X COBRAMSEF, Foz do Iguaçu, v. 3, pp. 1157-1163.

CAMAPUM DE CARVALHO, J.; MELO, A.C.; SANTOS NETO, P.M. & SILVA, C.M. (1995). Considerações sobre provas de carga em estacas em solos colapsíveis com inundação. Encontro Sobre Solos Não-Saturados, Porto Alegre, pp. 159-173.

CAMPELO, N.S. (1994). Comportamento de Estacas Submetidas a Esforços Verticais de Tração em Solos Colapsíveis. Dissertação de Mestrado, EESC/USP, São Carlos.

CARDOSO, F.B.F. (1995). Análise Química, Mineralógica e Micromorfológica de Solos Tropicais Colapsíveis e o Estudo da Dinâmica do Colapso. Dissertação de Mestrado em Geotecnia, Universidade de Brasília, 139 pp.

CARNEIRO, B.J.I. (1994). Comportamento de Estacas Apiloadas em Solo Colapsível. Dissertação de Mestrado, EESC/USP, São Carlos.

CARVALHO, D. & SOUZA, A. (1990). Análise do efeito do umedecimento do solo em fundações rasas e profundas em solos porosos. IX COBRAMSEG e 6º CBGE, Salvador, BA, pp. 109-114.

CARVALHO, D. & ALBUQUERQUE, P.J.R. (1994). Comportamento de estacas de pequeno porte a tração em solos colapsíveis. II Simpósio de Solos Não-Saturados, Recife, pp. 237-242.

CAVALCANTE, E.H.; GIACHETI, H.L. & BEZERRA, R.L. (2005). Parâmetros geotécnicos e previsão da capacidade de carga de estacas apiloadas em solo tropical arenoso obtidos com o pressiómetro Ménard. Solos e Rochas, São Paulo, v. 28(1): 115-129.

CINTRA, J.C.A. (1995). Fundações em Solos Colapsíveis. Livre Docência, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, Brasil.

CINTRA, J.C.A. (2004). Aplicações da Mecânica dos Solos Não Saturados: Fundações em Solos Colapsíveis, V Simpósio Brasileiro Sobre Solos Não Saturados, São Carlos/SP, v. 2, pp. 575-593.

CINTRA, J.C.; ALBIERO, J.H. & VILAR, O.M. (1997). Pile load on collapsible soil: Conclusion and Recommendation, XIV ICSMFE, Hamburgo, pp. 781-782.

CINTRA, J.C.A.; SANTOS, T.R.S. & AOKI, N. (2004). Provas de carga em tubulões com isopor entre base e fuste e com avaliação da sucção do solo. V Simpósio Brasileiro Sobre Solos Não Saturados, São Carlos/SP, v. 1, pp. 327-332.

COLLANTES, C.A.P. (2017). Avaliação da influência da posição da estaca integrando um radier estaqueado em sua capacidade de carga lateral. Brasília: Dissertação de Mestrado G.DM. – 286/2017, Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Universidade de Brasília, 98 p.

COSTA, Y.D.J. (1999). Estudo do comportamento de solo não saturado através de provas de carga em placa. Dissertação de Mestrado, EESC/USP, São Carlos. 131 pp.

CUNHA, R.P.; & SALES, M.M. (1998). Field load tests of piled footings founded on a tropical porous clay. 3rd Int. Geot. Seminar Deep Foundations on Bored and Auger Piles, Ghent, pp. 433-438.

FERNADES, J.C.S. (1995). Grupos de Estacas Escavadas de Pequeno Diâmetro em Solo Colapsível. Dissertação de Mestrado, EESC/USP, São Carlos.

FERREIRA, R.C.; PERES, J.E.E. & BENVENUTO, C. (1990). Uma análise de modelos geotécnicos para a previsão de recalques em solos colapsíveis. IX COBRAMSEF, Salvador, vol. 2, pp. 73-79.

GALVANI JUNIOR, L. C. Ensaios em estacas metálicas tubulares de ponta aberta e fechada e em estacas prensadas e concretadas *in situ*. 2020. 116 f. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) - Escola de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade Federal de Goiás, Goiânia, 2020.

GUIMARÃES, R.C. (2002). Análise das propriedades e comportamento de um perfil de solo laterítico aplicada ao estudo do desempenho de estacas escavadas. Dissertação de Mestrado em Geotecnia, Universidade de Brasília, 183 pp.

JESUS, A.S. (2013). Investigação Multidisciplinar de Processos Erosivos Lineares: Estudo de Caso da Cidade de Anápolis - GO. Tese de Doutorado em Geotecnia. Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Brasília, 340 p.

LOBO, A.S.; ALBIERO, J.H. & FERREIRA, C.V. (1991). Influência da inundação do solo na carga última de estacas de pequeno porte. II SEFE: Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia, São Paulo, pp. 207-216.

MACACARI, M.F. (2001). Variação da capacidade de carga com a sucção e profundidade em ensaios de placa em solo colapsível. Dissertação de Mestrado, EESC/USP, São Carlos, 96 pp.

MACHADO, S.L. (1998). Aplicações de conceitos de elastoplasticidade a solos não saturados. Tese de Doutorado, EESC/USP, São Carlos, 362 pp.
Machado et al, 2018

MACHADO, R. R. Ensaios pressiométrico para estimativa de parâmetros de resistência e deformabilidade do solo do campo experimental da EECA/UFG. 2020. 202 f. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) - Escola de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade Federal de Goiás, Goiânia, 2020.

MASCARENHA, M.M.A. (2003). Influência do Recarregamento e da Sucção na Capacidade de Carga de Estacas Escavadas em Solos Porosos Colapsíveis. Dissertação de Mestrado em Geotecnia, Universidade de Brasília, 141 pp.

MIGUEL, M.G. & CINTRA, J.C.A. (1996). Provas de Carga Horizontal em Estacas do Tipo Raiz em Solo Colapsível. Revista Solos e Rochas, São Paulo, 19(3): 217-229.

NASCIMENTO, B. B. Provas de Carga Estáticas em Estacas Metálicas Tubulares de Ponta Aberta em um Solo Tropical. 2019. 160 f. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) - Escola de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade Federal de Goiás, Goiânia, 2019.

OLIVELLA, S.; GENS, A.; CARRERA, J. & ALONSO E.E. (1996). Numerical formulation for a simulator (CODE_BRIGHT) for the coupled analysis of saline media. Engineering Computations, 13(7): 87-112.

PASTORE, E.L. (1996). Relatório Técnico, UnB.

PEIXOTO, R.J. (1999). Aplicação de Modelos Constitutivos na Avaliação do Comportamento Mecânico da Argila Porosa Colapsível do Distrito Federal, Dissertação de Mestrado em Geotecnia, Universidade de Brasília, 191 pp.

PEREZ, E.N.P. (1997). O Uso da Teoria da Elasticidade na Determinação do Módulo de Young do Solo Adjacente a Estacas Carregadas Verticalmente na Argila Porosa de Brasília, Dissertação de Mestrado em Geotecnia, Universidade de Brasília, 155 pp.

QUEZADO, L. (1993). Proposição de um modelo físico para estudo da interação solo-estrutura em fundações profundas. Dissertação de Mestrado em Geotecnia, Universidade de Brasília, 116 pp.

REZENDE, B. L. M.; ROCHA, L. B. Influência da energia nos resultados do ensaio SPT. 2020. 66 f. Monografia (Graduação em Engenharia Civil) – Escola de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade Federal de Goiás, Goiânia, 2020.

RIBEIRO, G.W. (1999). Estudo da influência da saturação na interação solo de fundação/estaca de solo-cimento. Dissertação de Mestrado em Geotecnia, Universidade de Brasília, 145 pp.

RODRIGUES, R.A.; GEORGETTI, G.B. & VILAR, O.M. (2013). Modeling field load tests in lateritic unsaturated soil. Proceedings of the 6th International Conference on Unsaturated Soils, UNSAT 2014, Taylor & Francis Ed., Sydney, v. 2. pp. 1495-1500.

SALES, M.M. (2000). Análise do Comportamento de Sapatas Estaqueadas. Tese de Doutorado em Geotecnia, Universidade de Brasília, 229 pp.

SALES, M. M. & COSTA, W. L. (1996). Dois Casos Históricos de Reforço de Fundações. III SEFE: Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia, São Paulo. v. 1, pp. 243-254.

SETRA – LCPC (1997). Drainage Des Chaussées Et Des Plates-Formes Routteres. Guide Technique. Version 2. p:2.2.

SILVA, J.C.B. (1990). Análise dos resultados de prova de carga em estacas de pequeno diâmetro. IX COBRAMSEF, Salvador, v. 2, pp. 125-131.

SILVA, P.R. (1992). Estudo da interação solo-estrutura de fundações em solo-cimento. Dissertação de Mestrado em Geotecnia, Universidade de Brasília, 186 pp.

SILVA, C.M.; CORDÃO NETO, M.P.; RIBEIRO, L.F.M. & SOARES, E. (2008). Perda da capacidade de carga de tirantes executados na argila porosa de Brasília. Búzios: Proc. XIV Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, ABMS, pp. 367-372.

SOUZA, A. (1993). Utilização de Fundações Rasas no Solo Colapsível de Ilha Solteira (SP). Dissertação de mestrado, EESC/USP, São Carlos, 126 pp.

TEIXEIRA, C.Z. (1993). Comportamento de Estacas Escavadas em Solos Colapsíveis. Dissertação de Mestrado, EESC/USP, São Carlos.

VAN DER VEEN, C. (1953). The bearing capacity of a pile. 3rd Inter. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Eng. Switzerland.

VIANNA, A.P.F. (2005). Influência da dimensão e da sucção matricial no comportamento de fundações superficiais assentes em solo arenoso não-saturado. Tese de Doutorado. EESC/USP, São Carlos, 308 pp.

WANDERLEY NETO, R.V. (2020). Estudo experimental de interfaces solo-concreto no contexto de solos não saturados. Brasília: Dissertação de Mestrado G.DM. – 344/2020, Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Universidade de Brasília, 183 p.

Capítulo 28

ESTRUTURAS DE PAVIMENTO NO CONTEXTO DOS SOLOS NÃO SATURADOS

Wai Ying Yuk Gheling
Lilian Ribeiro de Rezende
Lêda Christiane de Figueirêdo Lopes Lucena
Liedi Legi Bariani Bernucci
Washington Peres Nunez
Jorge Augusto Pereira Ceratti
José Camapum de Carvalho

1. INTRODUÇÃO

As vias de comunicação objetivando o transporte de cargas e passageiros se dividem em aéreas, aquáticas e terrestres. As aquáticas se subdividem em marítimas, fluviais e lacustres e as terrestres em ferrovias e rodovias, esta última englobando as rodovias propriamente ditas e as ruas e avenidas. Além dessas vias de comunicação destinadas de modo predominante a veículos motorizados, tem-se, ainda, as ciclovias destinadas, em especial, a veículos não motorizados, e as calçadas ou passeios, que são destinados ao tráfego de pedestres. Este capítulo tratará apenas das vias de comunicação terrestres.

As estruturas viárias terrestres são, via de regra, projetadas e construídas para permanecerem em condição não saturada. Essa regra comporta exceções, por exemplo, algumas estradas de rodagem próximas ao Rio Araguaia, Estado de Goiás, Brasil, construídas em condições normais, sem a presença de água, permanecem, durante parte do ano, com toda a parte da terraplenagem e, por vezes, parte da estrutura de pavimento abaixo do nível d'água. Nesse caso, parte do maciço se submete aos efeitos da saturação e dessaturação. Outro exemplo diz respeito a situações em que, devido à construção de reservatórios de água nas proximidades da via, parte da terraplenagem, inicialmente projetada para existir em sua integralidade em situação de não saturação, passa a atuar na condição de parcial saturação. Esse é o caso de alguns aterros existentes na BR-060, no trecho que liga a cidade de Anápolis à cidade de Goiânia (Figura 1), que passaram de uma condição inteiramente não saturada para a condição em que parte do maciço passou a atuar em condição de completa saturação com a construção do reservatório de água no ribeirão João Leite.



Figura 1 – Aterro na rodovia BR-060 atingido pelo reservatório de água João Leite

Verifica-se, que as vias podem ser projetadas e executadas para existirem em três condições distintas de não saturação do maciço, compreendendo-se como maciço a estrutura de pavimento e a terraplenagem: condição permanente de não saturação, condição intermitente de saturação de parte do maciço e condição de saturação permanente de parte do maciço. Nesse último caso, a saturação de parte do maciço pode ser prevista na fase de projeto, o que permite avaliar e considerar os seus efeitos, ou ser proveniente de novas situações impostas suscetíveis de gerar impactos danosos à via.

Neste capítulo, dar-se-á ênfase à situação mais comum em que a via é projetada para ser construída e ter sua vida útil com a integralidade do maciço na condição não saturada. Essa opção se deve ao fato de que os contornos de sua avaliação terminam cobrindo as demais situações, que podem ser consideradas casos extremos. Para que se entenda melhor a dinâmica da condição não saturada nos maciços e estruturas de pavimento, o capítulo abordará, também, suas contextualizações espacial e temporal.

2. CONFIGURAÇÃO ESTRUTURAL DAS VIAS

2.1 Pavimentos permeáveis, flexíveis e rígidos

No caso de vias urbanas e rodoviárias, a configuração da estrutura irá variar em função do tipo de pavimento que será implantado. Consequentemente, a abordagem em ter-

mos de solos não saturados será função do tipo de estrutura executada. Nessa linha, destacam-se três situações, com diferentes tipos de estruturas de pavimentos: permeável, flexível ou asfáltico e rígido ou de concreto de cimento Portland (Figura 2).

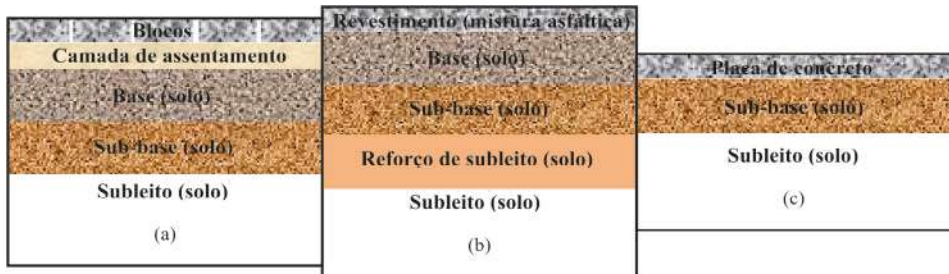


Figura 2 – Exemplos de configuração estrutural de diferentes pavimentos: (a) Permeável - blocos sobre camada de assentamento ou camada porosa asfáltica drenante, ambos sobre base e sub-base de materiais granulares sem uso de imprimação; (b) Flexível – revestimento asfáltico sobre base e sub-base de materiais granulares, solos lateríticos ou solos estabilizados; (c) Rígido – Revestimento em concreto de cimento Portland e base em material granular, estabilizado, de concreto compactado ou asfáltico

Os pavimentos permeáveis têm a finalidade de propiciar a infiltração de parte das águas pluviais, permitindo a percolação da água no solo subjacente e a recarga parcial do lençol freático. Geralmente, eles são executados com blocos de concreto intertravados ou blocos de rocha talhados (Figura 2a) e são muito utilizados em calçadas, ciclovias ou estacionamentos (Camapum de Carvalho *et al.*, 2012). Para essa estrutura, o projeto deve considerar o comportamento do solo saturado devido à infiltração priorizada no sistema, sendo recomendável o uso de material com menor potencial de sucção, que são menos sensíveis às variações de umidade, como é, geralmente, o caso dos materiais granulares. Há também pavimentos permeáveis asfálticos, constituídos por revestimento asfáltico poroso, assente sobre camadas granulares, que são destinados ao armazenamento de água por certo período de tempo para auxiliar no amortecimento do pico de cheia (Virgiliis, 2009; Pinto, 2011). Atualmente, esses tipos de soluções são destinados para vias, pátios e estacionamentos de veículos leves em meio urbano. Quando se empregam mantas impermeáveis sob as camadas granulares, que impeçam a percolação de água ao subleito, não há saturação dos solos do subleito; esses pavimentos reservam água por período controlado e alimentam o sistema de drenagem lentamente, esvaziando esses reservatórios temporários com o tempo e também amortecendo os picos de enchentes (PMSP, 2013).

Os pavimentos permeáveis propriamente ditos se distinguem dos pavimentos asfálticos porosos e mesmo dos pavimentos construídos com blocos de concreto intertravados assentes sobre camadas relativamente impermeáveis. Os revestimentos asfálticos porosos são construídos com dupla finalidade: melhorar a segurança na circulação de veículos ao eliminar fenômenos como o da aquaplanagem e o chamado efeito *spray*, que prejudica a visibilidade. Essa camada porosa de revestimento asfáltico é comumente assente sobre

uma camada de concreto asfáltico convencional. Já os pavimentos construídos com blocos de concreto intertravados assentes sobre camadas relativamente impermeáveis, tais como as bases imprimadas, geralmente, vislumbram mais o efeito decorativo e só raramente drenam a água acumulada no espaço entre blocos e na camada granular de assentamento para sistemas de drenagem.

Os pavimentos flexíveis ou asfálticos consistem no tipo de pavimento mais utilizado no Brasil em vias urbanas e rodovias. São dotados de revestimento impermeável (Figura 2b), que impede que a água de escoamento se infiltre e percole através das camadas de solo subjacentes. Ao mesmo tempo, seu projeto e sua execução devem, sempre que necessário, prever sistemas de drenagem que impeçam que a água do lençol freático atinja a camada estrutural do subleito e as demais camadas, mesmo que por ascensão capilar, pois ela é prejudicial à capacidade de suporte do solo. Sendo assim, o dimensionamento dessa estrutura de pavimento deve priorizar o comportamento do solo não saturado, observando-se a faixa de umidade de equilíbrio regional. Segundo Medina e Motta (2015), em rodovias brasileiras bem projetadas e com sistemas de drenagem eficientes, a umidade de equilíbrio na camada estrutural de subleito é, no máximo, igual à umidade ótima de compactação na energia Proctor normal. Assim, para garantir a qualidade dos projetos usando-se métodos mecanísticos de dimensionamento de pavimentos, deve-se observar o valor dessa umidade para que o módulo de resiliência utilizado seja determinado na condição correta de não saturação. Ressalta-se que a umidade de equilíbrio pode variar bastante em más condições de drenagem ou se já houver trincamentos no revestimento que permitam a entrada de água nas estruturas de pavimento durante a vida útil. Destaca-se que a umidade ótima corresponde à condição de porosidade geradora da oclusão da fase ar, possibilitando gerar, a partir dessa umidade, pressões neutras positivas quando da sollicitação, o que contribui para a redução da capacidade de suporte. A AASHTO (2008; 1993) prevê, para uso no projeto de dimensionamento dos pavimentos, que se faça uma ponderação do módulo de resiliência do solo do subleito em função da mudança desses valores, ocasionada pelas variações sazonais. Estudos mais recentes já estão relacionando a deformação permanente com a sucção atuante no solo. Ao longo da vida útil desse pavimento, serviços de manutenção, incluindo os sistemas de drenagem e projetos de restauração, devem ser realizados para que a infiltração de águas pluviais não comprometa a estabilidade da estrutura de pavimento. Saliencia-se que os oxi-hidróxidos de ferro quando eventualmente solubilizados no interior do maciço e drenados podem se precipitar obstruindo os sistemas de drenagem. Quando essa particularidade ocorre, deve-se atentar para a possível fragilização do maciço devido à sua esqueletização proporcionada pela solubilização e carreamento dos compostos de ferro.

Os pavimentos rígidos ou de concreto são executados com placas de concreto impermeáveis assentes sobre uma sub-base ou diretamente no subleito quando este oferece a capacidade de suporte necessária (Figura 2c). Assim, na fase de projeto, também se deve, para essas estruturas de pavimento, priorizar a análise do comportamento do solo em estado não saturado. No entanto, é importante atentar para a necessidade de manutenção das juntas de dilatação e para a análise da possibilidade de frentes de umedecimento laterais, pois isso pode gerar gradientes de módulo e deformabilidade das laterais para o centro da estrutura, passíveis de comprometer a estabilidade das placas.

2.2 Ferrovias

Via permanente é a denominação utilizada para o conjunto de camadas e de elementos que possibilitam o tráfego dos trens de maneira estável e segura, e transmite os esforços resultantes da passagem desses veículos à fundação. Alguns pesquisadores têm denominado a via férrea de pavimento ferroviário pela similaridade de funções e princípios de distribuição de tensões com os pavimentos rodoviários, viários e aeroportuários. Os componentes da via permanente são apresentados na Figura 3.

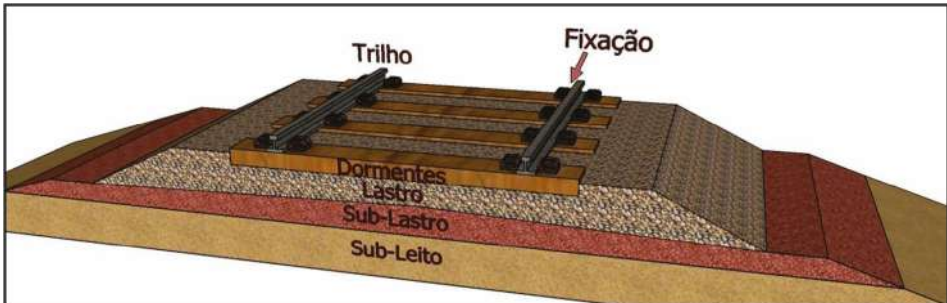


Figura 3 – Componentes da via permanente ferroviária (Klincevicus, 2012)

A concepção dos pavimentos ferroviários é assentar sua grade ou superestrutura (trilhos e dormentes, além das fixações e acessórios) sobre a infraestrutura, trabalhando com rigidez em faixa de valores controlados. De um lado, evita-se a elevada rigidez da infraestrutura de modo a amortecer grandes impactos nas passagens dos trens, reduzindo os desgastes exagerados dos trilhos pelas rodas rígidas, e, de outro, evita-se a elevada resiliência para reduzir a flexão elevada dos trilhos e possíveis descarrilamentos de trens.

Uma vez que não se pode acumular água nas grades, as camadas de lastro e sublastro são de elevada permeabilidade, propiciando a percolação rápida da água de chuva. Portanto, o subleito estrutural está sujeito a variações periódicas de umidade por se tratar de pavimentos permeáveis e expostos às intempéries. A variação de umidade do subleito é cíclica, alternando-se entre umidades elevadas, próximas à saturação, a umidades de equilíbrio muito baixas e de elevada tensão de sucção. A variação dessas tensões de sucção no solo do subleito interfere substancialmente nas respostas elásticas do sistema.

Dada a constante variação de umidade do subleito, deve-se optar, preferencialmente, por solos de baixa sensibilidade à água para evitar sua variação na capacidade de suporte e deformabilidade de forma expressiva. A escolha de solos de subleito ou de camadas finais de terraplenagem estáveis é essencial para o bom desempenho das vias permanentes. Para tanto, essas camadas devem ser compactadas, mesmo em cortes, de maneira a garantir pelo menos 60 cm de espessura com solo selecionado compactado.

Em geral, especificam-se solos lateríticos por apresentarem suas propriedades mecânicas, como o módulo de resiliência, menos sensíveis à variação de umidade, lembrando que compactações excessivas com o fechamento maximizado da macroporosidade podem ampliar as variações de sucção nesses solos por ocasião das reduções e ampliações

da umidade. Embora os solos argilosos lateríticos possam estar sujeitos a elevado aumento de umidade, seu módulo de resiliência, geralmente, não varia demasiadamente com essa elevação (Bernucci, 1995) para as faixas de variação registradas *in situ*. Estruturalmente, os solos lateríticos são compostos por agregados que se solidarizam por contatos cuja resistência varia com a sua natureza, podendo ir de pontes de argila, elos mais sensíveis à variação de umidade, a cimentações oriundas da presença de oxi-hidróxidos de ferro e/ou alumínio, elos com maior estabilidade. Essa estrutura composta por agregados gera uma distribuição de poros quase sempre bimodal, fazendo-se presentes macroporos entre os agregados e microporos em seus interiores. Como a sucção é, em geral, pequena em nível de macroporos, as variações de umidade que nele ocorrem pouco impactam no comportamento mecânico. A sucção atuante nos microporos é, usualmente, elevada, superior a 1.000 kPa, no entanto, variações de umidade no solo atreladas à entrada ou saída de água dos microporos quase que só afetam a estabilidade dos próprios agregados. As variações de umidade e, por consequência, de sucção, que afetam o comportamento mecânico desses solos são aquelas que ocorrem entre a umidade de término da dessaturação dos macroporos e a entrada de ar nos microporos. A amplitude dessa faixa de variação de umidade depende do volume e da distribuição dos poros existentes entre macro e microporos. Outro aspecto definidor da estabilidade estrutural dos solos lateríticos diz respeito ao fato de serem eles, geralmente, compostos por minerais estruturalmente estáveis frente à presença de água, tais como o quartzo, mineral primário residual ou neoformado (Senaha, 2019), o grupo de argilominerais caulinita, compreendido pela caulinita propriamente dita e pela halosita, e os óxi-hidróxidos de ferro e alumínio, tais como a hematita, goethita e gibbsita.

Para subleitos de ferrovias, a drenagem dos aterros e dos cortes é um serviço importante para reduzir as variações substanciais de resistência pela permanência da água na fundação, principalmente, com solos transicionais parcialmente laterizados e não lateríticos, como alguns solos saprolíticos.

3. AVALIAÇÃO DO COMPORTAMENTO MECÂNICO DOS SOLOS

3.1 Solos não estabilizados quimicamente

O estudo do comportamento mecânico dos solos destinado ao projeto de estruturas de pavimento em geral, aí se incluindo as ferrovias, envolve, inicialmente, ensaios de compactação quando se trata da construção de aterros e da estrutura de pavimento propriamente dita. Em situações de corte e de travessia de mantos de solos compressíveis, o estudo envolve, também, a avaliação do comportamento dos solos em estado natural. Nos cortes, esse estudo pode compreender a avaliação do comportamento de solos em estado saturado e em estado não saturado, a depender da situação. No caso dos solos compressíveis, o estudo se volta, de modo predominante, para a avaliação do comportamento do solo em estado saturado. Esse item dará ênfase aos ensaios normalmente utilizados no estudo do comportamento dos solos não saturados.

O comportamento do solo frente à compactação depende diretamente das propriedades de retenção de água do solo e de como essa propriedade intervém na interação entre as

partículas. Os próprios métodos de compactação têm suas eficiências atreladas ao modo como se dá essa interação entre as partículas. Por exemplo, a compactação por vibração é mais eficiente em solos granulares, mas ela, de modo isolado, só apresentará uma resposta satisfatória em solos granulares secos e em solos granulares saturados, pois, em ambos os casos, a capilaridade/sucção é nula. Em solos com certa umidade e, portanto, com a presença de capilaridade/sucção atuante entre as partículas, a eficiência da vibração só será ampliada mediante a atuação conjunta com a energia vibratória de uma energia estática ou semiestática, como é o caso dos rolos vibratórios.

A forma da curva de compactação, em especial, a do ramo seco da curva e o ponto correspondente à umidade ótima, dependem diretamente da capilaridade/sucção presente no solo. Se o solo apresenta grandes variações de sucção com a umidade, o ramo seco da curva de compactação tende a ser íngreme. É evidente que outros fatores, como a estabilidade dos grãos e o efeito lubrificador da água, vão intervir nessa inclinação do ramo seco da curva de compactação, sendo que quanto maior o nível de quebra e /ou do efeito lubrificador com o aumento da umidade, mais inclinada tende a ser a curva nesse ramo. Embora pouco usado em estruturas de pavimento, por, muitas vezes, apresentarem argilo-minerais expansivos, cabe, ainda, salientar que os solos saprolíticos lamelares, apesar de, com frequência, apresentarem elevados valores de capilaridade/sucção terminam apresentando suavidade na inclinação do ramo seco da curva de compactação. Isso, provavelmente, deve-se a, pelo menos, dois fatores: porque a energia dinâmica usada no processo de compactação termina neutralizando o efeito da sucção; porque, apesar de, com frequência, esses solos apresentarem sucção elevada, a uniformidade nas dimensões dos poros faz com que as variações de sucção com a umidade, exceto quando da saturação, não sejam elevadas. Esse é um aspecto que merece estudos complementares.

Sobre a umidade ótima, como ela corresponde ao ponto de oclusão da fase ar, normalmente, ela tende a ser mais elevada em solos argilosos, pois o mecanismo de adsorção da água em volta da partícula termina permitindo a continuidade da fase gasosa.

Embora o ramo úmido da curva de compactação apresente tendência a acompanhar a forma da curva obtida para 100% de saturação, ela terá a sua inclinação associada não diretamente à capilaridade/sucção, mais sim à geração de pressão neutra positiva. Sendo assim, quanto maior a geração da pressão neutra com o aumento da umidade do solo durante o processo de compactação, mais íngreme será o ramo úmido, pois menor será a energia efetiva de compactação, lembrando que a energia externa total usada na compactação se mantém.

A influência e importância da capilaridade/sucção verificada na compactação do solo em laboratório se repete no campo, assim, por exemplo, quando ocorre excesso de umidade não se consegue atingir o grau de compactação desejado no campo, pois a energia aplicada, como no ramo úmido da curva de compactação, transfere-se para a água, gerando pressão neutra positiva e reduzindo a energia efetiva de compactação, embora, por exemplo, o peso do rolo se mantenha constante. Analisando resultados de ensaios laboratoriais em solos lateríticos compactados, Gehling *et al.* (1998a) constataram que o incremento da sucção provoca aumento no valor de módulo de resiliência até se atingir um valor máximo e que, a partir deste máximo, o módulo decresce ou permanece constante para qualquer nível de tensão desvio, como mostrado na Figura 4. Salienta-se que o valor máximo do módulo de resiliência com a sucção difere para cada tipo de solo.

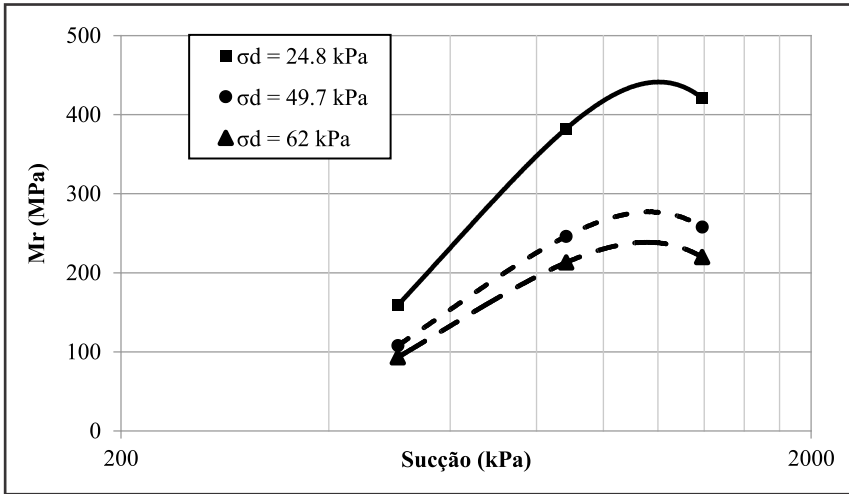


Figura 4 – Efeito da sucção no módulo de resiliência de um solo laterítico compactado para diferentes valores de tensão desvio (Gehling *et al.*, 1998a)

Gehling *et al.* (1998a) destacaram, também, o efeito do teor de umidade de compactação no módulo de resiliência de solos lateríticos compactados. Na Figura 5, apresenta-se a variação do módulo em função do teor de umidade de compactação para um solo argiloso. Observa-se que os módulos medidos em corpos de prova compactados na energia Proctor normal no teor de umidade ótimo ($w_{ot} = 21\%$) e no ramo seco ($w = 19\%$) apresentam tendências e valores semelhantes: uma redução exponencial do módulo (de 650 MPa para 200 MPa) com o aumento da tensão desvio (de 12 kPa para 62 kPa). Já o corpo de prova compactado no ramo úmido ($w = 23\%$) apresentou módulos significativamente menores (entre 270 MPa e 140 MPa) para a mesma faixa de variação da tensão desvio (σ_d). Além disso, observa-se que, para níveis mais elevados de σ_d , o módulo tende a estabilizar-se, sugerindo um comportamento elástico linear do solo. Gehling *et al.* (1998a) salientam, que durante o ensaio, não se observam variações de sucção. Tais comportamentos, embora requerendo mais estudos, certamente são reflexos da geração de pressão neutra positiva e/ou do comprometimento da estabilidade das agregações geralmente presentes nesses solos.

Também em laboratório, ao estudarem o comportamento quanto à deformabilidade elástica de um solo LG', Gehling *et al.* (1998a) observaram que as trajetórias de secagem ou umedecimento e de secagem seguida de umedecimento apresentam influência significativa nos módulos de resiliência, independentemente dos níveis atuantes de tensões desvio. Os materiais apresentaram aumento nos valores de módulos de resiliência quando ensaiados nas trajetórias de secagem e uma diminuição nas trajetórias de umedecimento. Outros resultados demonstraram que os valores de módulo de resiliência diminuem com os ciclos de secagem e umedecimento ocasionados pelo efeito da histerese do solo. Considerando-se a mesma umidade, o processo de secagem resulta em valores de sucção superiores aos valores alcançados por processos de umedecimentos, influenciando os resultados, conforme indicado na Figura 4.

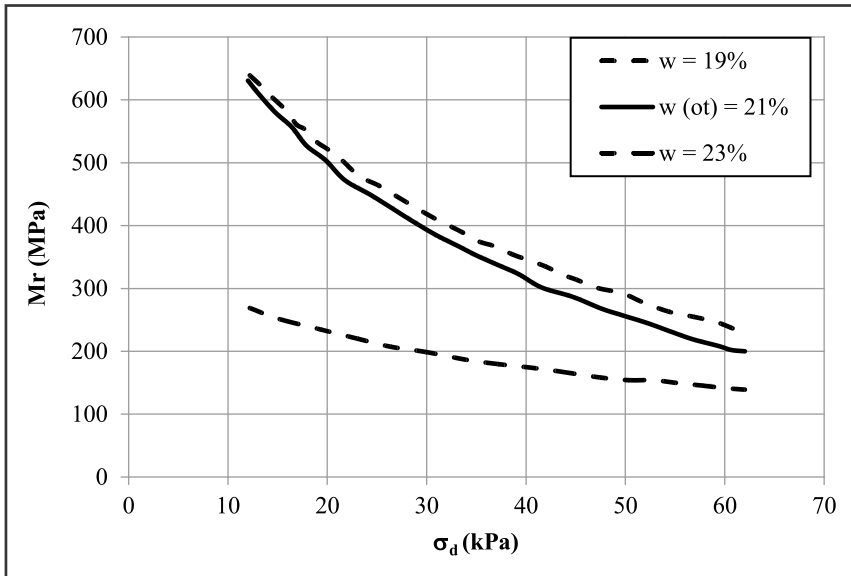


Figura 5 – Efeito do teor de umidade de compactação no módulo de resiliência para diferentes valores de tensão desvio (Gehling *et al.*, 1998a)

De Werk (2000) e Ceratti *et al.* (2004) analisaram o efeito do tipo de compactação no comportamento quanto à deformabilidade elástica de solos. Na Tabela 1, sintetizam-se os resultados obtidos ao ensaiarem-se corpos de prova de um solo LG' compactados por métodos estático, dinâmico e por amassamento a diferentes teores de umidade.

Tabela 1 – Efeito do Método de Compactação e do Teor de Umidade no Módulo Resiliente de um solo argiloso (Ceratti *et al.*, 2004)

Método de compactação	w (%)	K ₁ (MPa)	K ₂	r ² (%)	Faixa de variação do Módulo para σ_d entre 50 e 80 kPa*
Estático	OMC+2%	116	-0,64	91	133 – 181
Dinâmico	OMC+2%	147	-0,01	2	147 – 147
Amassamento	OMC+2%	134	-0,32	78	143 – 167
Estático	OMC	746	0,01	1	741 – 744
Dinâmico	OMC	293	-0,11	62	300 – 316
Amassamento	OMC	216	-0,16	77	224 – 242
Estático	OMC-2%	788	-0,09	40	804 – 839
Dinâmico	OMC-2%	610	-0,15	50	630 – 676
Amassamento	OMC-2%	430	-0,03	8	433 – 439

$$\text{Modelo } Mr = K_1 (\sigma_d / 100)^{K_2}$$

* Tensão desvio teoricamente atuante a 30 cm no interior do subleito de pavimentos delgados.

Ao reavaliarem os resultados obtidos por de Werk (2000), Ceratti *et al.* (2004) concluíram que:

a) Nos corpos de prova compactados no ramo úmido (teor de umidade ótimo + 2% = 23%), o módulo de resiliência (M_r) não foi afetado significativamente pelo método de compactação.

b) O método de compactação afetou o M_r de corpos de prova ensaiados no teor ótimo de umidade (21%). Como mostrado na Figura 6, os módulos de corpos de prova compactados estaticamente foram 140% maiores que aqueles obtidos para corpos de prova compactados com energia dinâmica e 220% superiores aos compactados por amassamento. Tendência semelhante foi observada nos corpos de prova compactados no ramo seco (teor de umidade ótimo - 2% = 19%).

c) Globalmente, os corpos de prova compactados por amassamento apresentaram os menores módulos, fato que deve ser considerado, uma vez que, no campo, os solos argilosos são compactados com rolos pé de carneiro, que reproduzem a compactação por amassamento. Ao medirem-se módulos em corpos de prova compactados estaticamente poderá estar superestimando-se os valores de M_r que se alcançarão no campo.

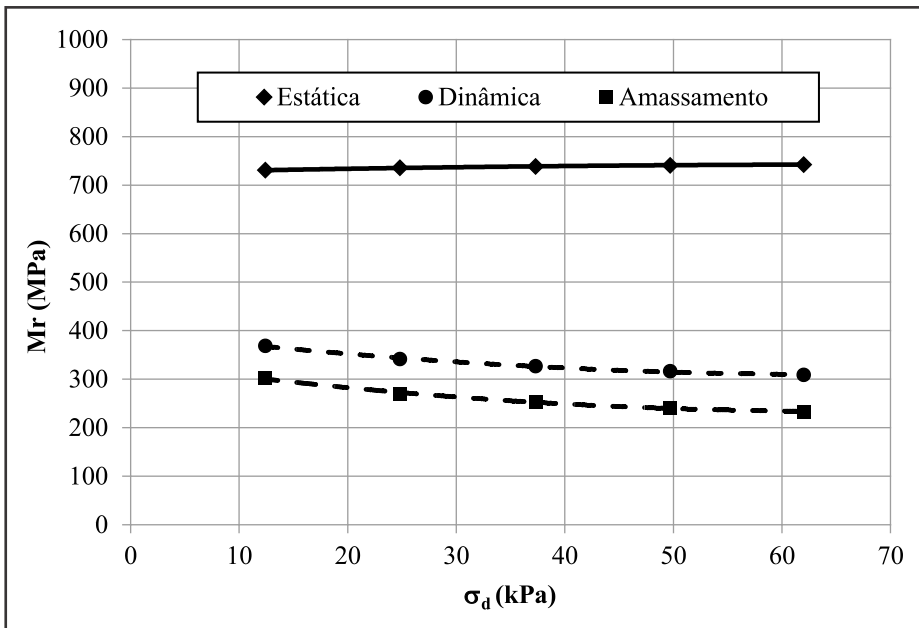


Figura 6 – Efeitos do método de compactação e da tensão desvio no módulo de resiliência de um solo argiloso (de Werk, 2000)

Camapum de Carvalho *et al.* (1987), ao estudarem a influência da compactação semiestática, vibroestática e dinâmica no comportamento mecânico de um solo calcáreo compactado que havia sido utilizado na construção de um aterro rodoviário, chegaram à conclusão similar em relação aos resultados de resistência à compressão simples, ob-

tendo maior resistência para o corpo de prova compactado semiesticamente. Há que se destacar, no entanto, que, nos estudos realizados por esses autores, o formato das curvas de resistência em função da deformação axial obtidas para a compactação dinâmica foi distinto do obtido para a compactação dinâmica e se alterou com a energia de compactação dinâmica. No estudo, foi a metodologia de compactação semiestática a que apresentou maior similaridade no formato da curva de resistência com o obtido a partir de amostras compactadas *in situ*. Essas constatações e aquelas oriundas das análises realizadas por Ceratti *et al.* (2004) mostram a importância de se estar estudando e analisando cada caso, assumindo grande relevância o tipo de solo e a similaridade entre as técnicas de compactação usadas em campo e laboratório quando se estuda o comportamento mecânico dos solos.

Gehling *et al.* (1998b) relataram os resultados de pesquisa de campo destinada a avaliar a influência da sucção no comportamento resiliente do mesmo solo argiloso de comportamento laterítico (LG'), que foi empregado como camada final de terraplenagem (CFT) de pavimentos experimentais delgados com espessuras variando entre 18 e 34 cm, ensaiados com simulador de tráfego (Núñez, 1997). Instalaram-se tensiômetros tipo *jet-fill*, com pontas porosas localizadas a 30 cm de profundidade no interior da CFT, sobre a qual construíram-se estruturas de pavimentos. A sucção mátrica foi medida de forma contínua ao longo de dois anos. Periodicamente, foram levantadas bacias defletométricas na superfície dos pavimentos, com as quais se estimaram, por retroanálise, os módulos de elasticidade *in situ* (ou de resiliência) do solo da CFT, registrando-se, na ocasião, os níveis das sucções medidas nos tensiômetros. Esse procedimento resultou no modelo a seguir:

$$Mr = 142 + 16,9 (\mu_a - \mu_w)$$

onde: $(\mu_a - \mu_w)$ é a sucção mátrica em kPa e Mr é o módulo de resiliência em MPa.

Salienta-se que esse modelo é válido para valores de sucção mátrica de até 14 kPa, uma vez que, no campo, não se mediram sucções superiores, registrando-se em alguns dias, após chuvas intensas, a condição de saturação da camada, ou seja, sucção nula.

Quanto à avaliação do comportamento mecânico propriamente dito, hoje, no Brasil, o ensaio de Índice de Suporte Califórnia (ISC, também referido como CBR) ainda continua a ser o mais utilizado no projeto de vias sob responsabilidade municipal ou estadual. Nas vias privatizadas e nas que estão sob gestão federal, já é comum que os projetos de pavimentação sejam realizados por meio de métodos mecanístico-empíricos. Desde 2020, já está disponível no site do Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes o software gratuito denominado Método de Dimensionamento Nacional (MeDiNa), que considera parâmetros como módulo de resiliência e deformação permanente para os solos. O CBR é um ensaio, geralmente, realizado com o solo no estado saturado ou quase saturado. Com isso, parece ser irrelevante a ponderação sobre a influência da sucção na avaliação do comportamento mecânico do solo a partir desse ensaio, mas, ao contrário, a discussão, exatamente por isso, merece ser realçada. Quando se avalia o comportamento mecânico do solo a partir do ISC obtido após imersão do corpo de prova, se o solo se en-

contrava, inicialmente, no ramo seco, se estará a subavaliar o comportamento mecânico. No entanto, se a umidade inicial for igual ou superior à correspondente à umidade ótima, a diferença em relação ao comportamento do solo não saturado será pequena, pois, a partir do ponto de oclusão da fase ar, sua contribuição para o comportamento mecânico não será tão significativa como mostra os estudos realizados por Parreira (2004). Outro aspecto, nesse ensaio, merece destaque, não pela influência que a capilaridade/sucção exercerá diretamente sobre o comportamento do solo durante o ensaio, mas sim o dano que ela pode gerar no corpo de prova no momento da imersão se certos cuidados não forem tomados. O procedimento mais frequente é o de se tomar o corpo de prova e fazer a sua imersão em um reservatório já contendo o volume de água necessário para recobri-lo. Nesse caso, o corpo de prova a ser recoberto com água submeterá, por ação da capilaridade/sucção, a fase ar a uma pressão positiva. Se essa pressão superar a coesão atuante no solo, ocorrerá o afrouxamento do contato entre as partículas, propiciando a redução do ISC. Esse mecanismo, em muitos casos, explica a forma irregular do trecho inicial da curva de resistência à penetração, pois só após a recompressão dos pontos afrouxados ocorrerá a mobilização da resistência. Nesse ensaio, o recomendável é proceder-se à saturação progressiva do corpo de prova de modo a que a inundação se dê para valores pequenos de capilaridade/sucção, evitando-se danos em sua parte superior.

A compactação e o ensaio de ISC por si sós já deixam clara a importância da capilaridade/sucção para a análise do comportamento mecânico dos solos usados nas obras viárias. No entanto, outros aspectos merecem destaque para que se evitem erros de projeto, de avaliação do comportamento mecânico dos materiais e de execução das obras viárias.

Um primeiro aspecto a ser realçado diz respeito à cura feita com exposição do solo ao ar, submetendo-o às condições atmosféricas, tanto em campo como, algumas vezes, em laboratório. Quando se expõe o solo à condição atmosférica, têm-se, geralmente, duas consequências: a) ocorre troca de umidade entre o solo e a atmosfera, quase sempre reduzindo a umidade do solo, e, só para o caso de solos muito ressecados, aumentando-a; b) ocorre a contração ou expansão do solo, sendo mais frequente a contração em consequência da perda de umidade para a atmosfera. Tem-se, então, uma variação da capilaridade/sucção atuante no solo, e é ela que, na segunda das consequências apontadas, é responsável pela contração quando aumenta, e pela expansão quando diminui. No estudo do comportamento mecânico do solo em estado não saturado, a redução da umidade e a diminuição da porosidade, geralmente, refletirá no aumento da sucção e na melhoria do comportamento mecânico, o contrário ocorrendo quando da ampliação da umidade e expansão. Destaca-se que a variação do grau de saturação em função das variações da umidade e da porosidade deve ser analisada. Quando se analisa o comportamento mecânico do solo em estado saturado após submetê-lo a esse tipo de cura geralmente se registra uma melhoria do comportamento mecânico, em especial, no caso dos solos não expansivos, pois o volume inicial que passou por processo de contração não é retomado em sua integralidade.

Outro aspecto a ser, ainda, considerado e que merece ser melhor estudado diz respeito à influência da energia dinâmica no comportamento dos solos, como é caso da usada nos estudos de módulo resiliente e vida de fadiga. Nesses casos, mesmo em situações de campo com elevado volume de tráfego, a condição de laboratório termina sendo mais severa se considerado o efeito dinâmico sobre a capilaridade/sucção.

3.2 Solos estabilizados quimicamente

Os solos utilizados em bases e sub-bases de estruturas de pavimento asfálticos, sub-bases de pavimento de concreto e lastro e sublastro de ferrovias, dependendo da região onde se localiza a obra, podem não apresentar propriedades de resistência mecânica, permeabilidade e deformabilidade satisfatórias. A construção de uma via abrange uma grande extensão e mobiliza quantidades significativas de solo, portanto, a utilização de solos de jazidas distantes do local da obra pode vir a gerar custos significativos, tornando inviável a realização desta. Nesses casos, tornam-se necessários procedimentos de estabilização granulométrica, mecânica ou química dos materiais.

A estabilização química de solos merece um destaque especial, pois envolve não apenas interações físicas, mas também reações químicas dos estabilizantes com as partículas do solo, levando-os a um estado de aglomeração das partículas ou até mesmo de desestabilização destas e de agregados presentes em solos tropicais.

No caso de matrizes descontínuas, o agente químico também modifica as relações solo-água, principalmente em solos argilosos, pois interfere na dupla camada dos argilo-minerais. Nesses casos, deve-se considerar se o aumento de resistência ao longo do tempo é devido apenas ao uso do estabilizante ou se pode ser reflexo da umidade ou da perda desta, com o prolongamento do tempo de cura.

Primeiramente, é importante entender que não necessariamente a adição de estabilizante aos solos é benéfica ao seu comportamento. Rezende (2003) mostrou que solos profundamente intemperizados podem ter seus agregados destruídos pelo agente químico estabilizante, que interfere na distribuição de poros e, conseqüentemente, na sucção e no comportamento mecânico deste.

Lucena (2012) estudou a estabilização de um solo laterítico, com resíduos de lodo de ETA (estação de tratamento de água) e lodo de ETE (estação de tratamento de esgoto), com cal, cimento e emulsão. A Figura 7 apresenta uma comparação da percentagem de umidade de moldagem (umidade de ruptura/umidade de moldagem) para os três estabilizantes utilizados nas duas condições de cura estudadas (seca e úmida). Observa-se que as misturas com lodo de ETA apresentam maior umidade residual do que as que usaram lodo de ETE. Esse fato era previsível devido à presença de sulfato de alumínio no lodo de água, que apresenta comportamento hidrófobo.

Embora para todas as misturas se tenha verificado uma redução da umidade de moldagem durante o processo de cura (Figura 7), não é possível afirmar que tal redução implicará aumento das sucções mátrica e osmótica, pois é necessário analisar como a alteração química do meio as influencia.

Verifica-se, ainda, na Figura 7, que o estabilizante cal é o que retém mais umidade residual e a emulsão, o que apresenta maior perda, enquanto o cimento apresenta comportamento intermediário. De acordo com Angelim (2005), a cal hidratada é ávida por água e possui propriedade de retenção de água elevada. As misturas com adição de cimento consomem a água adicionada para a hidratação do cimento, resultando em menores umidades residuais, enquanto a emulsão, tal como a cal hidratada, contém água na sua composição, que será evaporada durante o processo de cura. Todavia, quando isso ocorre, forma-se uma película impermeabilizante na superfície do agregado. Esse fato indica que,

de acordo com o estabilizante escolhido, a estrutura formada pela estabilização será função das reações químicas do agente químico e da mineralogia do solo. Esse fato interfere diretamente na capacidade de retenção de água, ou seja, tem um reflexo direto na sucção mátrica e no comportamento mecânico do solo.

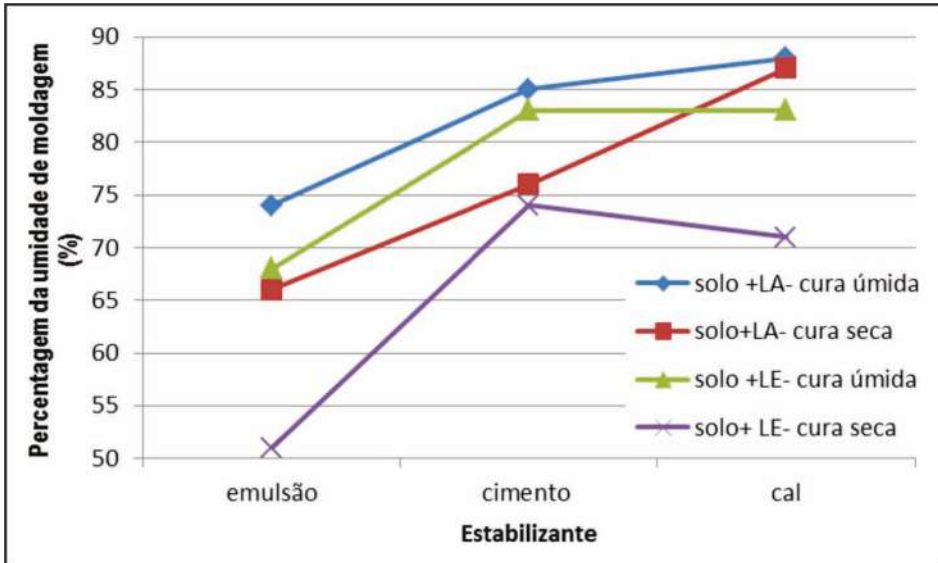


Figura 7 – Relação entre a porcentagem de umidade de moldagem e os estabilizantes para curas úmida e seca

No caso de solos contendo argilominerais expansivos, dois fenômenos devem ser considerados capazes de interferir na sucção/capilaridade matricial atuante no solo e, por consequência, no comportamento mecânico: 1) o processo de expansão mineralógica, diferentemente da estrutural, que ocorre concomitantemente com a variação da umidade ou relaxação das tensões atuantes no solo, quase sempre ocorre de modo significativo em intervalo de compreendido entre 24h e 48h podendo, no entanto, levar vários dias para que seja concluído, como ilustram os resultados obtidos por Mielenz e King (1955) e apresentados por Grim (1962). Esse tempo é superior ao de mistura solo-água-agente cimentante e à sua compactação, e, com isso, parte da expansão continua a ocorrer em intervalos de tempo maiores, fazendo com que a água saia dos vazios e penetre no interior do mineral, entre suas camadas estruturais, potencializando uma ampliação da sucção/capilaridade atuante no solo; 2) no processo de expansão mineralógica, tem-se, ainda, a possibilidade de dois fenômenos atrelados à movimentação da água e alteração da sucção/capilaridade atuante. O primeiro diz respeito ao solo mantido confinado no interior de moldes durante o processo de cura. Nesse caso, a expansão do mineral poderá induzir uma redução dos vazios devido ao impedimento da expansão lateral nos casos em que a expansão vertical não compensa a expansão mineralógica contida, o que interfere na sucção/capilaridade, geralmente, proporcionando a sua ampliação. No segundo caso, sendo a cura efetuada

com o corpo de prova já extraído do molde, a expansão mineralógica tende a ampliar o volume de vazios entre os minerais, o que implicaria uma diminuição da sucção/capilaridade se o volume de água nesses vazios fosse mantido constante durante a cura. No entanto, como a água neles presente também migrará para o interior dos minerais, o resultado poderá ser de aumento ou diminuição da sucção/capilaridade mátrica, conforme o resultado final imposto à variação do grau de saturação. Camapum de Carvalho e Gitirana Jr. (2021) mostram que, nos casos de expansão mineralógica, faz-se necessário considerar a umidade e o volume de vazios efetivos e não a umidade e o volume de vazios globais normalmente calculados para os solos.

Vale ressaltar que as modificações impostas pela adição de um agente químico promovem alterações nos cátions trocáveis e, conseqüentemente, no potencial de retenção de água, nas sucções matricial e osmótica e na capacidade de suporte do solo. A Figura 8 exemplifica, com base em resultados obtidos por White (1955) e apresentados por Grim (1962), a relação entre os cátions trocáveis e o coeficiente de atividade de Skempton (a) com o limite de liquidez (b) para uma montmorilonita, uma illita e uma caulinita, considerando-se os cátions trocáveis Ca^{++} , K^+ , Na^+ , e Mg^{++} . Cabe lembrar que, nos ensaios de limite de liquidez, sejam eles realizados segundo o método do cone ou de Casagrande, determina-se, respectivamente, a umidade para uma resistência à penetração ou à umidade para um fechamento especificado de um microcanal margeado por dois microtaludes de mesma altura e forma, talhados no solo. Sendo assim, no exemplo apresentado na Figura 8, os valores distintos obtidos para os limites de liquidez, teores de umidade presentes nos solos em estado saturado, mostram energias de interação entre as partículas se alterando em função da mineralogia e dos cátions trocáveis presentes nos solos. Portanto, se o agente químico usado na estabilização altera a concentração e os tipos de cátions trocáveis no solo, e cada um destes conduz a uma capacidade diferente de retenção de água pelo solo, infere-se que reações químicas que propiciam aos minerais maior ou menor plasticidade e coeficiente de atividade irão originar solos com maior ou menor sucção osmótica e mesmo mátrica para um mesmo teor de umidade. Esse efeito da mineralogia e dos cátions trocáveis no limite de liquidez tem, então, o alcance de intervir nas curvas características desses e de outros solos.

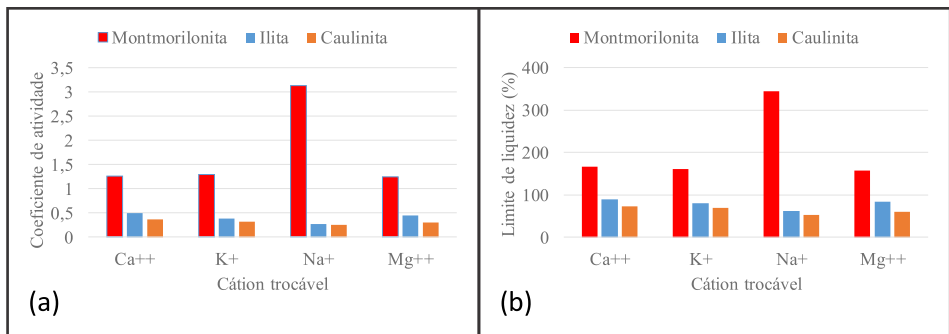


Figura 8 – Relações entre (a) cátions trocáveis e coeficiente de atividade; (b) cátions trocáveis e índice de plasticidade (obtido a partir de White, 1955 citado por Grim, 1962)

Younoussa *et al.* (2008) alertam para as expansões e contrações provocadas pela esmectita, presente em algumas lateritas do oeste da África e que podem alterar o comportamento dos solos em condições não saturadas. Segundo esses autores, deve-se usar o limite de liquidez e o índice de plasticidade, o percentual de finos, a atividade da argila e a superfície específica para verificar essa predisposição nas amostras a expandirem e contraírem.

De acordo com Rollings *et al.* (2002), em regiões tropicais de clima árido pode ser encontrado sulfato de cálcio nas partículas do solo. Este, quando em contato com a água, pode ser dissolvido, formando poros no solo. Contudo, caso o solo seja estabilizado com cimento Portland, ocorre a reação do sulfato com o cimento Portland, formando a etringita, que é um mineral expansivo e, portanto, com possibilidade de consumir a água presente no solo.

As pesquisas supracitadas mostram que, seja pela formação de minerais expansivos ou pelas variações de potencial de retenção de água do solo, as reações químicas entre o agente estabilizante e o solo devem ser meticulosamente analisadas. Assim, a escolha do agente químico a ser empregado não pode ser guiada apenas pelo tipo de solo, mas deve considerar as eventuais reações que podem vir a interferir tanto no caráter expansivo dos minerais formados nestas, como nas mudanças da capacidade de retenção de água. Então, nesse segundo item, residem outros pontos para reflexão: qual a interferência da sucção em solos estabilizados? Como poderia se mensurar essa influência?

Solos tropicais estabilizados podem apresentar mudança de suas propriedades com a redução do conteúdo de água. Isso pode ocorrer devido à tendência de agregação das partículas quando secas ou pela perda de água dos minerais hidratados. A primeira opção pode se refletir em aumento da resistência do solo, enquanto a segunda pode ou não ter esse efeito.

O pavimento está sujeito a variações no grau de saturação, dependendo da incidência de chuvas e elevação do lençol freático e mesmo em função das alterações atmosféricas em consequência da interação solo-atmosfera. Nas regiões tropicais, na maior parte do ano, as umidades dos pavimentos tendem a ser inferiores às determinadas no ensaio Proctor normal, principalmente, nas regiões semiáridas. Portanto, a curva de retenção de água se apresenta como uma relação importante nesses solos, pois descreve a relação entre a sucção e o teor de umidade. No caso de solos estabilizados, as características de posição, forma e inclinação da curva dependem, basicamente, da granulometria, estrutura e mineralogia gerada a partir das interações físico-químicas.

Para integrar os aspectos físico (índice de vazios) e químico (interação mineral-água-estabilizante), pode-se recorrer à definição da curva característica de sucção do solo, transformada em relação ao índice de vazios, que gera, para o solo, uma função de validade generalizada para uma mesma distribuição de poros (Camapum de Carvalho & Leroueil, 2004). Em solos estabilizados, nos quais os agentes químicos alteram o índice de vazios e a distribuição de poros e refletem no estado do solo alterando as curvas características de sucção plotadas como função do grau de saturação, torna-se importante a análise no comportamento mecânico destes nessa nova perspectiva. É igualmente relevante considerar não exatamente uma histerese na curva característica em função do tempo de cura, mas a sua dinâmica temporal uma vez que, com as reações, são formados novos compostos com distintas interações com a água.

Silva (2015), ao estudar um solo saprolítico por quatro processos distintos de compactação (manual, mecânica, manual sem reuso e manual com umedecimento prévio),

obteve a distribuição dos pontos mostrada na Figura 9. Nessa figura, verifica-se que, embora seja um mesmo solo, e os pontos sigam uma mesma tendência, o processo de compactação acaba por interferir na sucção e/ou porosidade do solo. Se tal fato ocorre apenas pela modificação do processo de compactação, há de se supor que comportamento análogo irá ocorrer com a presença de um agente químico, pois este promove alterações mais expressivas na estrutura do solo.

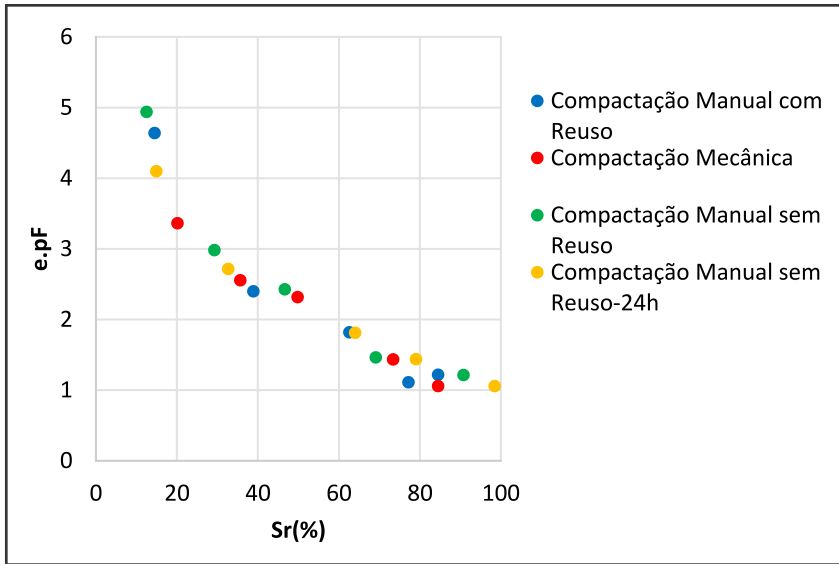


Figura 9 – Curvas características transformadas para um solo saprolítico

Ao longo dos anos, algumas pesquisas foram realizadas no intuito de verificar a influência de diferentes estabilizantes no comportamento dos solos. Entre elas, destacam-se algumas, que, embora não estejam atreladas às curvas características para as amostras, pode-se inferir se ocorre a influência da sucção no comportamento mecânico dos solos.

Elsharef (2013) estudou solos lateríticos estabilizados com cal hidratada. O aditivo promoveu diminuição dos índices de plasticidade e agregou as partículas, promovendo o aumento da permeabilidade. Isso ocorreu, pois a reação química modificou a estrutura do solo, aumentando a sua porosidade e o índice de vazios. Nesse caso, o efeito da sucção foi minorado e, aí, há que se verificar se, em termos de comportamento mecânico, o que se ganhou com as reações químicas superaria as perdas devido à menor sucção.

Far *et al.* (2013) adicionaram polímeros e óleos a solos lateríticos. Os autores fizeram análises das amostras com cura seca e úmida e observaram o aumento da RCS das amostras estabilizadas em detrimento do solo puro, sendo esse aumento mais significativo nas condições de cura seca, evidenciando a ação da sucção. Houve um aumento da RCS com o prolongamento do tempo de cura, mas os autores não fizeram a análise do solo puro para idades diferentes da de moldagem e ruptura, portanto, não é possível quantificar a influência do agente químico e da sucção separadamente. Esses resultados mos-

tram que, no caso de estruturas de pavimentos, em que as vias permanecerão, na maioria das vezes, em estado não saturado durante toda sua vida útil, o estudo da influência dos estabilizantes químicos no comportamento mecânico dos solos deve ser acompanhado da avaliação da influência da sucção nesse comportamento,

Miceli (2006) estudou dois solos lateríticos e um saprolítico, estabilizados com emulsão asfáltica RL-1C. Em uma análise preliminar, o autor realizou ensaios de RCS e RT com amostras estabilizadas nas idades 0, 7 e 28 dias com cura ao ar, verificando o aumento progressivo de resistência e a diminuição da umidade residual com o tempo de cura. Para separar a parcela correspondente ao ganho de resistência devido à ação química do estabilizante da ação da sucção, o autor refez o ensaio para as idades de 7 dias com dois tipos de cura (úmida e seca). Principalmente nos solos lateríticos, verificou-se que as RCS aos 7 dias com cura úmida eram similares às RCS obtidas nos corpos de prova rompidos após a compactação, e ambas eram bem inferiores às alcançadas para 7 dias com cura seca. Infere-se, nesse caso, que o ganho de resistência observado nos ensaios preliminares devia-se à ação da sucção, sendo esta mais expressiva no solo laterítico do que a ação do aditivo.

Amu *et al.* (2011) estudaram a estabilização de solos lateríticos com cal hidratada. Os autores, ao realizarem ensaios de Índice de Suporte Califórnia (ISC) com amostras antes e após a imersão em água, verificaram que a absorção de água pelo solo eliminava o ar ocluso e reduzia a resistência destes à penetração do pistão. Ainda, observaram que essa redução era associada ao índice de plasticidade do solo, ou seja, quanto mais fino e ativo o solo, maior a diferença entre os valores de ISC uma vez que solos mais finos e ativos com menor índice de vazios tendem a ter maior sucção. Entretanto, os resultados mostraram que essa diferença é maior nos solos sem adição de cal, ou seja, embora parcela da resistência possa ser atribuída à sucção, a cal também promoveu melhorias no comportamento do solo. Cabe, porém, observar, conforme se depreendeu da discussão sobre a Figura 5, que, dependendo da mineralogia do solo, a troca catiônica oriunda da adição da cal pode, também, alterar a própria sucção.

Nos estudos de Lucena (2012), com resíduos de lodo de ETA e lodo de ETE, estabilizados com cal, cimento e emulsão, verificou-se a importância da cura seca ao ar livre por um período de 7 dias, levando a aumentos significativos de RCS em relação aos submetidos a cura úmida. Essa diferença de RCS foi creditada à ação da sucção. As amostras submetidas à cura seca apresentaram cerca de 10% a menos de umidade residual, corroborando que parte da RCS obtida por essas amostras deve-se à resistência proveniente da ação da sucção. Estudos relacionados à sucção do solo podem ajudar a explicar essa parcela de resistência, de extrema importância, pois as bases e sub-bases encontram-se em condições não saturadas, ou seja, a escolha do resultado mais significativo da RCS está vinculada ao tipo de execução que irá ocorrer em campo e da faixa de umidade de equilíbrio que atuará *in situ*.

Ainda segundo a autora, ao realizar os ensaios de RCS com 28 dias de cura, os maiores valores de RCS foram os que apresentaram maior percentagem de umidade residual em relação à umidade de compactação. Esse fato evidencia que a perda de umidade elevada pode ser prejudicial ao comportamento mecânico do solo, pois pode não só levá-lo a apresentar trincas e microfissuras como também gerar perdas de contatos oriundos da atu-

ação da capilaridade/sucção. Outro aspecto relevante na estabilização com determinados aditivos químicos, como a cal virgem e o cimento, diz respeito à necessidade de água para que ocorram as reações químicas de cimentação. Valencia *et al.* (2007) mostram, para um solo tropical (Figura 10a), que a coesão estimada a partir de ensaios de resistência à tração por compressão diametral, resistência a compressão simples e pela conjugação desses dois ensaios aumenta até um determinado limite com o crescimento da sucção, passando, em seguida, a diminuir. Para esses autores, a perda de coesão se deve ao surgimento de fissuras provocadas pelo ressecamento do solo. No entanto, se observadas as curvas características mostradas para o solo no mesmo artigo (Figura 10b), verifica-se que a coesão passa a diminuir para sucções atuantes em nível de microporos, o que aponta para as possíveis perdas de contato entre microagregados, corroborando, em ambas as hipóteses, com os entendimentos anteriormente apresentados.

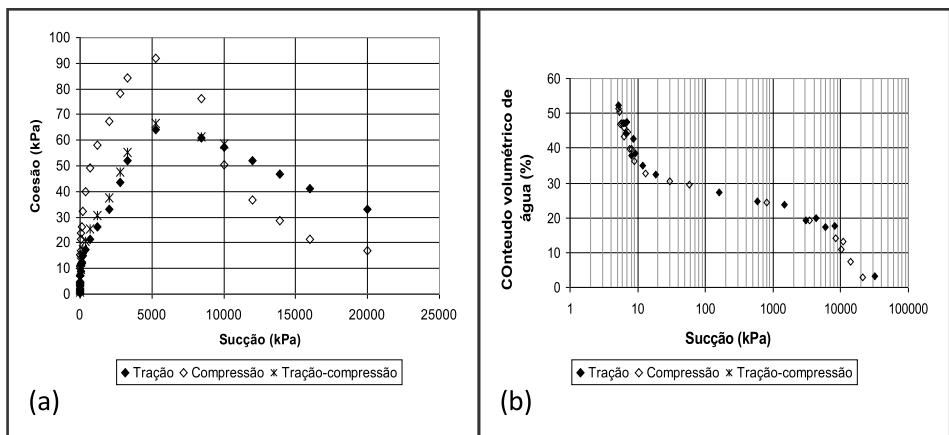


Figura 10 – (a) Influência da sucção na coesão; (b) curva característica de um solo tropical (modificado de Valencia *et al.*, 2007)

Estudos conduzidos por Gondim (2008) e Santos (2003) concluíram que existe uma boa probabilidade de ocorrer relação entre os parâmetros de RCS e a umidade residual, sugerindo que a secagem das amostras em seu processo de cura tem um valor de umidade para o qual se alcança uma RCS máxima e segue tendência parabólica.

Outro aspecto da influência da umidade do solo no comportamento mecânico deve-se à pré-secagem na fase de preparação de amostras. A pré-secagem, nessa fase, propicia a desidratação dos microagregados e mesmo de agregados no caso das lateritas, removendo parte ou a totalidade da água originalmente presente nos microporos. Quando da adição de água para a preparação da mistura e compactação, a água, ao circundar os agregados, aprisiona a fase ar neles presentes, submetendo-a a uma pressão positiva devido à atuação da sucção. Dada à sucção geralmente elevada presente nos microporos, dois fenômenos podem ocorrer: 1) se o agregado for pouco estável, a pressão positiva, na fase ar, poderá destruí-lo; 2) se o agregado for estável, bem cimentado, a atuação da sucção ao longo do tempo gerará a dissolução da fase ar e a penetração de parte da água ocupante

dos macroporos no interior dos microporos, reduzindo, assim, a umidade, que interfere de modo mais marcante no comportamento mecânico, conforme mostrado por Camapum de Carvalho (2010) e Oliveira (2007) e, portanto, ampliando a sucção/capilaridade atuante nos macroporos. Nesse caso, faz-se necessário considerar esse efeito quando se estuda a estabilização química do solo.

Ayala (2020), ao manter por um ano corpos de prova estabilizados com cal hidratada em cura *in situ*, mostrou que, com o tempo, as agregações presentes no solo estudado perdiam a estabilidade, assim como ocorria migração de parte da química usada na estabilização para o solo circundante, que tinha também a estabilidade das agregações afetada. Faz-se necessário, no caso das estabilizações químicas, considerar o impacto na alteração da química do meio nas sucções matricial e osmótica. No contexto da sucção osmótica, dois equilíbrios requerem tempo para que ocorram: o equilíbrio da sucção osmótica entre o fluido presente nos macroporos e mesoporos externos aos agregados e o fluido presente no interior do agregado, lembrando que tal alteração poderá melhorar ou piorar a sua estabilidade proporcionando, por exemplo, a solubilização de oxi-hidróxidos de ferro e alumínio; o equilíbrio da sucção osmótica entre o solo estabilizado quimicamente e o seu entorto com reflexos similares aos colocados em relação às agregações, podendo melhorá-lo ou piorá-lo não só por meio de trocas iônicas como solubilizando agora também ligações cimentícias quando estas se fazem presentes entre as agregações ou entre outros grãos presentes no solo como os grãos de quartzo. Portanto, os resultados obtidos por Ayala (2020) mostram a necessidade de contextualização da estabilização para a situação de campo, pois esta pode ser, a médio e longo prazo, prejudicial ao comportamento mecânico do próprio solo e dos solos circunvizinhos.

Embora experimentos específicos precisem ser realizados quando se faz a estabilização química dos solos, Teixeira *et al.* (2019) apresentam um ensaio simples e rápido para a verificação da sensibilidade do solo ao produto químico utilizado quanto ao seu potencial agregador ou desagregador, lembrando que esse experimento, dado o seu tempo e condições de execução nas quais a própria sucção mátrica é eliminada, apenas sinaliza para a maior ou menor sensibilidade do solo ao produto químico a ele adicionado. O experimento não normatizado constitui-se em colocar 100 g do solo puro e 100 g do solo misturado 24 horas antes do ensaio aos teores de cal estudados, em provetas de 1000 ml. Em seguida, completa-se o nível das provetas com água até atingir 1000 ml, agita-se manualmente e deixa-se as provetas em repouso, observando-as ao longo de 24 horas para verificar se ocorre agregação ou desagregação do solo ou se ele é texturalmente insensível a curto prazo ao produto químico incorporado.

Todos esses estudos apontam para a necessidade de se avaliar o que se passa no processo de estabilização química do solo quanto às variações de umidade, porosidade e cimentação propriamente dita. Exemplificando sobre a importância de também se considerar as variações de porosidade oriundas da estabilização, a Figura 11 (Pessoa, 2004) mostra que, aparentemente, a cal não interferiu nos valores de ISC obtidos sem imersão quando os resultados são avaliados em função da umidade (w) (Figura 11'a), do grau de saturação (S_r) (Figura 11b) e da própria sucção em pF (Figura 11c). No entanto, quando tratados os resultados em função pF/e (Figura 11d), observa-se a tendência de melhoria do comportamento mecânico do solo com o aumento do teor de cal.

Esse tipo de análise é interessante, pois considera conjuntamente o efeito da porosidade e da sucção e ambos podem ser afetados pelo aditivo químico, impactando no comportamento mecânico.

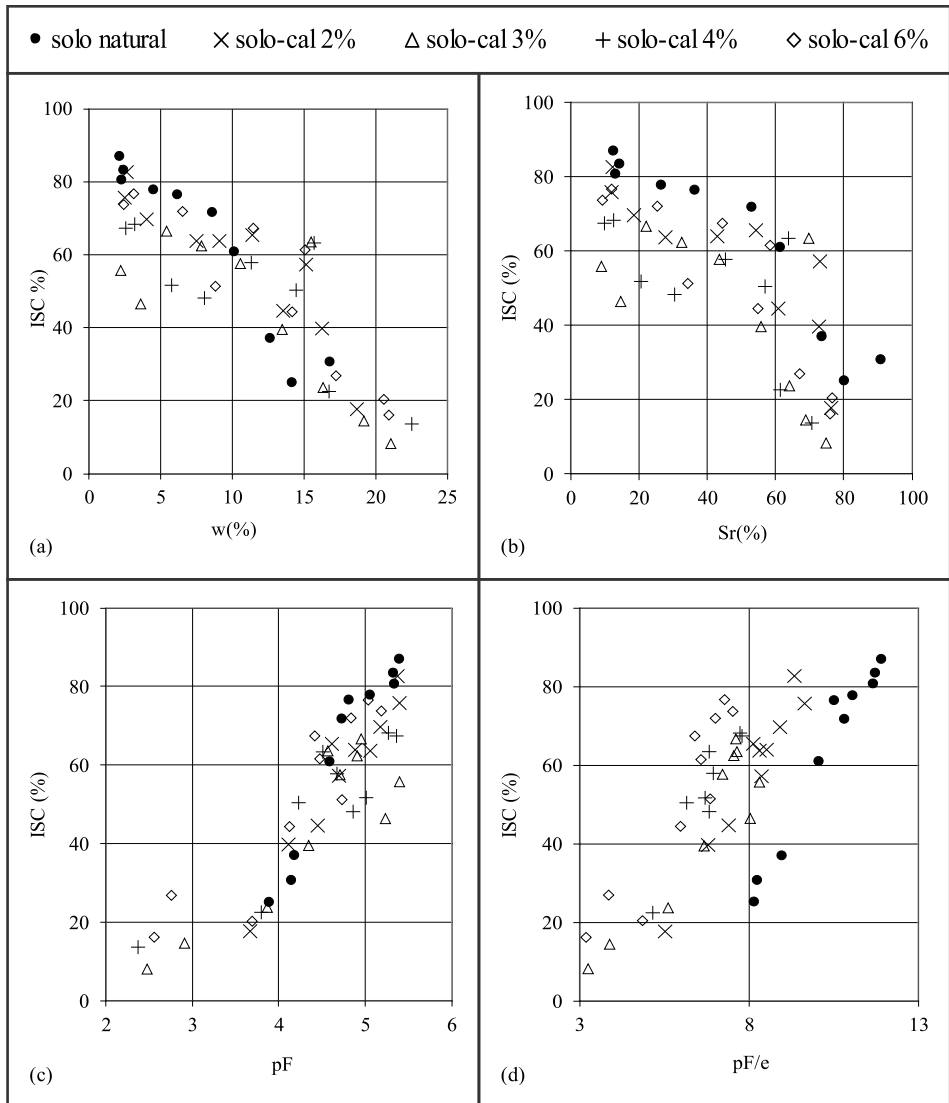


Figura 11 – Variação do Mini - ISC com (a) umidade; (b) Saturação; (c) pF; (d) pF/e (Pessoa, 2004)

Diante das reflexões levantadas, verifica-se que a melhoria do comportamento do solo devido à estabilização química requer análises abrangentes, que vão desde as condi-

ções de cura até o impacto na estrutura do solo e a estabilidade das agregações a médio e longo prazo para condições de cura de campo.

4. CONTEXTUALIZAÇÃO ESPACIAL DAS VIAS

Em uma obra de pavimentação, a condição de não saturação do maciço, estrutura de pavimento e terraplenagem, é extremamente dinâmica quando contextualizada espacialmente, sofrendo influência de fatores como morfologia do terreno, geologia estrutural e hidrogeologia, sazonalidade climática e orientação do maciço em relação às condições de insolação e de vento. Isso gera certa dificuldade de análise, pois, enquanto *in situ* a situação é extremamente dinâmica, mesmo ao longo de uma determinada seção ou ao longo da profundidade em um determinado ponto da estrutura de pavimento (Figura 12, Bernucci, 1995), em laboratório ou mesmo em estudos pontuais de campo, geralmente, os resultados de ensaio e o comportamento do solo em estado não saturado refletem o estado físico do solo no momento do ensaio, a porosidade e a umidade. Por exemplo, quando se define a curva característica de retenção de água de um solo, isso é, geralmente, feito para uma condição de porosidade inicial e quando se estuda o comportamento mecânico do solo, o comum é estudá-lo para uma condição pré-definida de umidade e porosidade, em ambos os casos, não contemplando a dinâmica imposta por características e contornos espaciais, cabendo lembrar que muitos solos apresentam porosidade variando com a sucção atuante, o que, com frequência, não é considerado, mesmo na definição das curvas características.

Alia-se a essa dificuldade, as variações impostas, espacialmente, pelas condições climáticas, como temperatura e intensidade e distribuição das precipitações. Tais peculiaridades impostas pela espacialidade tornam o estudo dos solos não saturados aplicado à construção viária terrestre, ao mesmo tempo, mais complexo e relevante.

O comum é se buscar trabalhar com as condições críticas extremas, condições de pior comportamento mecânico, como avaliando-se o comportamento do solo na condição saturada. No entanto, a dinâmica espacial da sucção e de sua influência no comportamento mecânico termina limitando o campo de validade desse tipo de abordagem, tornando imprescindível uma maior interação entre os estudos experimentais pontuais e o tratamento espacial que pode ser dado por meio de ferramentas numéricas. A título de exemplo, um mesmo solo previsto para ser utilizado na construção de uma sub-base e de uma base, mudando-se apenas a condição de compactação, o que simplifica o problema, pois torna as demais propriedades físico-químicas e mineralógicas iguais, terá nos dois casos condições específicas de porosidade e umidade de compactação e por consequência de sucção e comportamento mecânico. No entanto, mesmo desprezando-se as frequentes variações dessas propriedades na fase construtiva, variações que ocorrem porque se trabalha considerando-se um grau de compactação mínimo e uma faixa de umidade, durante a vida útil da obra, a sucção e o comportamento mecânico do solo ao longo de uma determinada seção e entre seções estarão continuamente variando ao longo do tempo e mesmo em um dado momento entre pontos distintos dessas seções, como ilustrou a Figura 12, apresentada por Bernucci (1995).

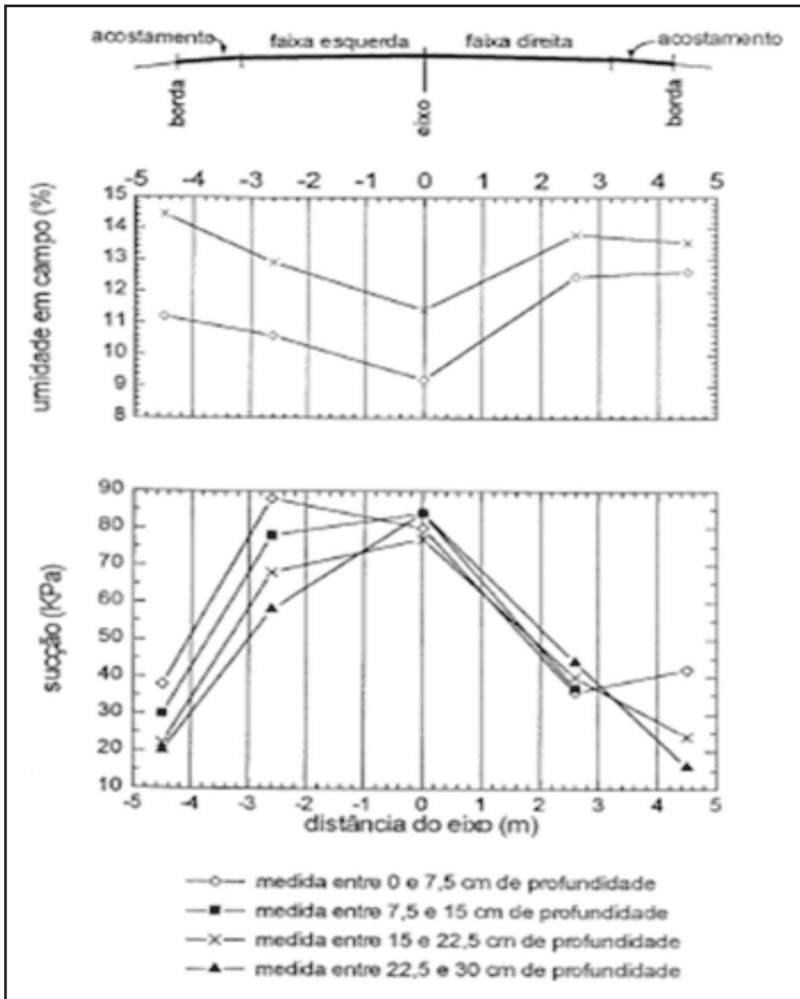


Figura 12 – Variação da umidade e da sucção com a profundidade e com a posição do ponto em relação à estrutura de pavimento (Bernucci, 1995)

Exemplificando, considere o traçado da via mostrado na Figura 13a, no qual se utilizou o mesmo perfil de solo tropical nas três camadas compondo a estrutura de pavimento, reforço de subleito, sub-base e base. O reforço de subleito foi construído com a camada de solo menos intemperizado e contendo pequena fração de argilomineral expansivo. As camadas de sub-base e de base foram construídas com um cascalho laterítico profundamente intemperizado, isento de argilominerais expansivos, porém, contendo pequena fração de haloisita hidratada. O reforço de subleito foi compactado na condição ótima da energia Proctor normal. A sub-base foi compactada na condição ótima da energia Proctor intermediário e a base foi compactada na condição ótima da energia Proctor modificado.

A presença do argilomineral expansivo na camada de reforço de subleito e de haloisita hidratada no solo profundamente intemperizado nas camadas de sub-base e base, embora não tendo uma influência direta sobre o que se discutirá a seguir, foi proposital para chamar a atenção do leitor sobre dois aspectos: quando se submete um solo expansivo à secagem em laboratório, deve-se, antes da realização dos ensaios, aguardar a reidratação por, pelo menos, 24 horas, mesmo sabendo que ela não se completa nesse intervalo de tempo. Já no caso dos solos profundamente intemperizados, é preciso que se saiba que, quando eles possuem haloisita hidratada, sua desidratação é irreversível e proporciona diferenças de umidade em relação ao campo, sendo, portanto, de grande relevância considerá-la, quando presente, no estudo do comportamento dos solos não saturados. Finalmente, os solos tropicais profundamente intemperizados são, geralmente, ricos em agregados e microagregados. Esses elementos agregados contêm, em seus interiores, pequenos poros, em geral, microporos, que, ao se desidratarem, são de difícil reidratação, porque, ao se adicionar a água ao solo, ela envolve grande parte desses agregados, isolando, em seus interiores, a fase ar, que passa a impedir ou simplesmente dificultar a entrada da água. Essa observação é igualmente relevante para o estudo das propriedades e do comportamento dos solos não saturados, pois pode tornar a situação de campo, na qual os microporos encontram-se geralmente saturados com água, muito distinta daquela de laboratório obtidas sobre amostras pré-secas, pois nelas os microporos encontram-se, na grande maioria, preenchidos com a fase ar. Logo, entender tais peculiaridades é de grande relevância para que os estudos do comportamento dos solos não saturados em laboratório sejam mais coerentes com o comportamento do solo *in situ*.

Retornando à questão central deste item, referente à contextualização espacial do solo não saturado no estudo das vias terrestres, a Figura 13b é representativa das seções 1, 2 e 3. No momento da compactação, os pontos a, b e c dessas seções apresentavam propriedades e comportamento semelhantes e correspondentes aos obtidos na fase de projeto. No entanto, durante a vida útil do projeto, essas propriedades e esse comportamento tenderão a variar de modo distinto e contínuo segundo as variações climáticas nas seções 1, 2 e 3. Nas seções 1, 2 e 3, as variações, em especial, da umidade, serão condicionadas pela geometria da via, sendo que, na seção 1, as variações dos bordos (a, f) para o centro (c, d) da via tenderão a ser uniformes a partir das duas extremidades. Já na seção 2, assim como na seção 3, as variações de umidade de “a” para “c” tenderão a ser distintas das verificadas de “f” para “d” devido a alterações nas geometrias das superfícies de hidratação e desidratação. Aliás, apesar da pequena diferença, a Figura 12 (Bernucci, 1995) aponta para certa dinâmica se comparadas as umidades e succões de um lado com o outro da via monitorada, diferença que pode ocorrer em função de elementos inevitáveis, como direção do sol e dos ventos predominantes. Portanto, embora se estude, em laboratório ou mesmo por meio de ensaios de campo, as propriedades e o comportamento dos solos para condições específicas de não saturação, em uma obra, as condições hídricas dos solos são dinâmicas e associadas à dinâmica ambiental e a aspectos como o geomorfológico, o que impõe uma dinâmica ao comportamento capaz de intervir em fenômenos como o da fadiga e mesmo ocasionar rupturas em taludes de cortes e de aterros. A conjugação do estudo do comportamento dos solos não saturados com ferramentas numéricas de modo a contemplar essa dinâmica é de fundamental importância.

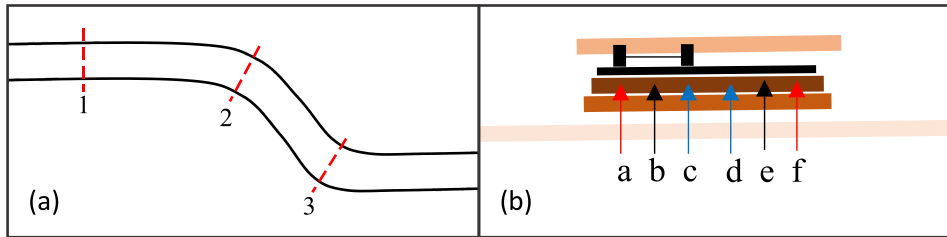


Figura 13 – (a) traçado da via; (b) corte tipo para as seções 1, 2 e 3

Outro aspecto merece aqui ser destacado, devido ao fato de que os estudos de subleito são realizados apenas no corpo estradal e em profundidade geralmente limitada, é a geomorfologia de subsuperfície. Essa geomorfologia quase não é tratada nos estudos de geomorfologia, que, geralmente, dedica-se aos estudos dos contornos da superfície do terreno, o que torna necessária sua definição. Entende-se por geomorfologia de subsuperfície a forma como espacialmente se distribuem as camadas de solo até atingirem o extrato rochoso. No caso dos solos não saturados, ela é importante, pois atua condicionando o fluxo, a distribuição de umidade e mesmo o lençol freático quando presente. Isso torna, em muitos casos de construção viária, relevante a sua análise, pois, embora a geomorfologia da superfície em um determinado trecho possa ser a mesma, as variações da geomorfologia de subsuperfície podem impactar no desempenho da estrutura de pavimento ao longo do trecho.

Em síntese, o estudo dos solos não saturados deverá ser contextualizado espacialmente, levando-se em consideração, dentre outros, a morfologia do terreno em superfície e subsuperfície, a geologia estrutural e hidrogeologia, a sazonalidade climática e a orientação do maciço em relação às condições de insolação e de vento, pois todos esses fatores são intervenientes no equilíbrio solo-atmosfera. Essa percepção amplia a importância do estudo dos solos não saturados nas obras viárias, pois, por exemplo, a simples diferença de rigidez imposta pelas variações de umidade entre as trilhas de roda podem, por si sós, ser indutoras de fadiga estrutural ao longo da vida útil da via. Outro exemplo diz respeito à comparação entre uma via urbana e rural, pois, embora estudos de laboratório possam revelar resultados semelhantes ao se tratar de um mesmo solo, as configurações espaciais são distintas, refletindo diretamente na umidade de equilíbrio e no comportamento não saturado do solo. Logo, a contextualização espacial é fundamental para que a relevância do estudo dos solos não saturados seja mais bem evidenciada e considerada.

5. CONTEXTUALIZAÇÃO TEMPORAL DAS VIAS

Os estudos técnicos aplicados na engenharia viária terrestre assumem, quase sempre, caráter estático quanto à questão temporal. Alguns ensaios, como os indutores de carregamento cíclico, assumem a dinâmica temporal, mas sem que consiga conjugá-la com a dinâmica climática e de variação da umidade de equilíbrio. A título de exemplo, a Figura 12, apresentada por Bernucci (1995), muito embora a autora, certamente, tenha feito medições ao longo do tempo, apresenta apenas a realidade da via em um determinado momento, talvez, até o mais crítico. No entanto, assim como se considera o efeito dos ciclos

de carga sobre a estrutura de pavimento, faz-se necessário considerar os ciclos de energia e os níveis de energia impostos à estrutura de pavimento pelas variações climáticas.

No campo, o solo, após ser compactado em uma determinada condição de umidade e peso específico, submete-se, ao longo da vida útil da via, a “n” ciclos de carga. No entanto, essa submissão não se dá, exatamente, para aquela condição de umidade de compactação, mas sim para uma faixa de umidade de equilíbrio, que será, para um determinado solo, tanto mais ampla quanto mais amplas forem as variações climáticas indutoras de variações de umidade do solo. Então, em qual condição se deve estudar o solo? Certamente, a resposta será, na mais crítica, e mais crítica em termos de solos não saturados é geralmente aquela em que o solo apresenta menor sucção. Contudo, a engenharia requer mais reflexões que certezas, e, muitas vezes, nas obras viárias, os ciclos de carga em situações de solo muito ressecado podem ser cruciais para que a fadiga seja atingida mais precocemente. Também, as alternâncias entre estados do solo pouco úmido e muito úmido impõem alterações nos estados de tensão mobilizados, podendo, também, atuarem como aceleradores da fadiga da estrutura de pavimento. Para maior clareza sobre a questão temporal, serão discutidas, a seguir, mesmo que de modo resumido, algumas questões relacionadas à umidade de compactação e de equilíbrio das camadas que compõem a estrutura de pavimento.

A influência temporal sobre as propriedades e os comportamentos dos solos depende, também, do contexto espacial. Assim, o impacto temporal é distinto não só devido à morfologia de superfície e subsuperfície do terreno e da via, mas também em função do espaço e da forma que ocupa a estrutura de pavimento. Por exemplo, ainda que considerando um mesmo solo, a influência temporal na umidade de equilíbrio de uma camada de sub-base e de base será distinta, pois as condições de troca com a atmosfera e com o subleito são diferentes.

Para iniciar a discussão sobre a umidade de compactação e de equilíbrio, são apresentados, na Figura 14, cinco modelos de curvas características de retenção de água, sendo: 1) curva característica típica de um solo com distribuição de poros uniforme; 2) curva característica típica de um solo com distribuição de poros bem graduada; 3) curva característica típica de um solo com distribuição de poros graduada sendo que o solo (3) apresenta um índice de vazios maior que o (3'); 4) curva característica típica de distribuição de poros bimodal; 5) curva característica típica de solos expansivos e materiais que fluem sob o efeito da sucção, como as misturas betuminosas (Camapum de Carvalho *et al.*, 2000). As formas das curvas de compactação para esses solos, além de depender de outros fatores, como mineralogia e textura, dependem, também, da sucção e, portanto, da forma da curva características de retenção de água. A Figura 15 ilustra modelos de curvas de compactação para esses solos, mantendo-se os mesmos itens de referência, incluindo-se, porém, para dois deles, o solo 4 e o solo 5, o efeito da pré-secagem. Comparando-se os resultados apresentados para os solos arenoso uniforme e arenoso bem graduado mostrados nas Figuras 14 e 15, observa-se que a inclinação do ramo seco da curva de compactação (Figura 15) é influenciada pela sucção atuante no solo (Figura 14).

Atentando-se, no entanto, para os gráficos apresentados na Figura 14, depreender-se-á que as curvas características correspondem a índices de vazios específicos, pois, para o solo 2, foram mostradas curvas distintas para índices de vazios diferentes. Logo, surge aí um problema: que curva característica usar ao buscar associar a forma da curva de com-

pactação à sucção atuante no solo? Indo além, como o processo de compactação tanto em laboratório como no campo conduz à redução progressiva do índice de vazios do solo até que ele seja concluído, para qual índice de vazios deve-se definir a curva característica do solo se ele varia ao longo do processo de compactação e se o próprio grau de saturação apresenta certa variação ao longo de uma obra?

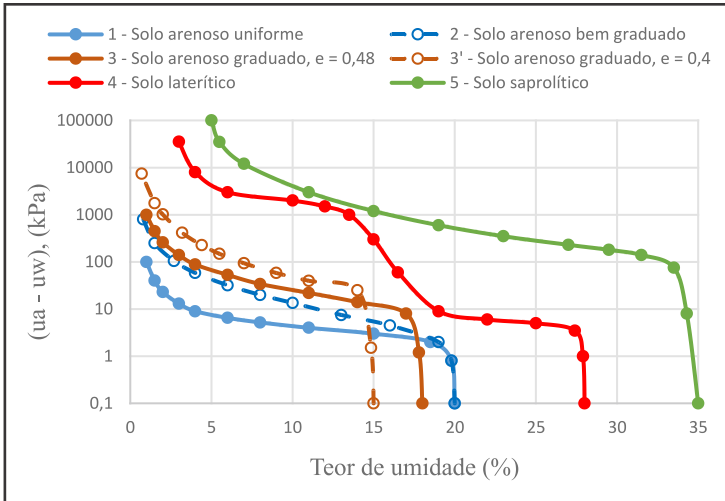


Figura 14 – Curvas características de retenção de água típicas para diferentes distribuições de poros

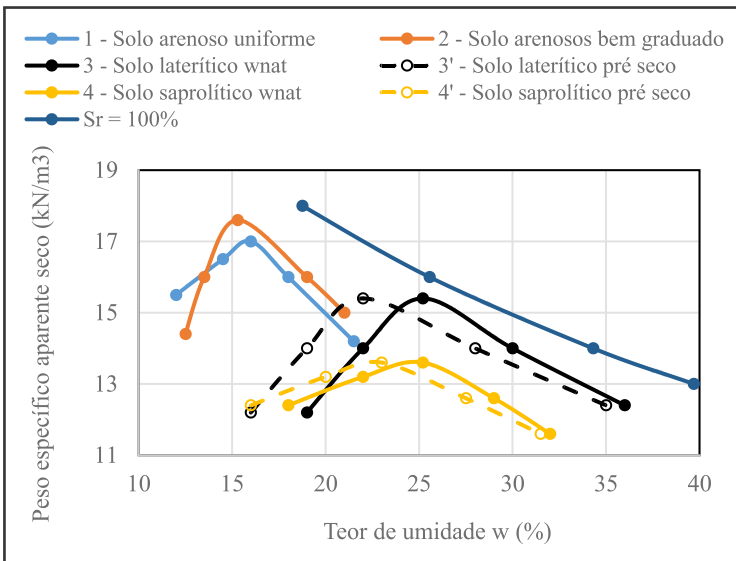


Figura 15 – Curvas de compactação para diferentes tipos de solo

Até que sejam desenvolvidas análises teóricas que possibilitem a solução prática do problema relacionado às diferenças nos índices de vazios, pode ser usada a proposta semiempírica apresentada por Camapum de Carvalho e Leroueil (2004), na qual traça-se o gráfico da sucção em pF (pF é igual ao logaritmo da sucção em centímetros de coluna de água), transformada em relação ao índice de vazios *versus* o grau de saturação (Sr). A Figura 16 ilustra a aplicação do método proposto por esses autores para os pontos com sucção superior às de entrada de ar pertencentes aos gráficos apresentados na Figura 3 para o solo 2 com índices de vazios 0,48 e 0,4. Com o gráfico transformado, é possível, então, chegar-se à sucção atuante no solo para um índice de vazios qualquer desde que mantida, aproximadamente, a mesma distribuição de poros. O uso do método para os solos 3 e 4 da Figura 3 requer, respectivamente, que se considere a distribuição de poros (Camapum de Carvalho *et al.*, 2002) e as variações de distância interplanar basal quando se trata de solos mineralogicamente expansivos (Campos *et al.*, 2008).

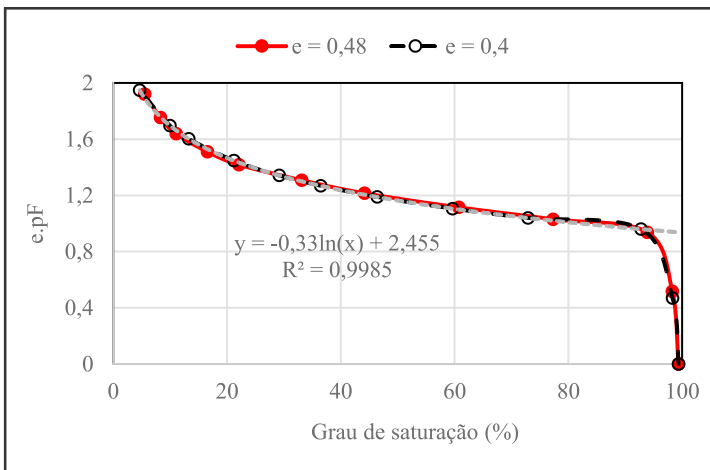


Figura 16 – Curvas características transformadas em relação aos índices de vazios 0,48 e 0,4

Embora não se vá, aqui, entrar em detalhe, outra questão poderia ser colocada: se a curva característica de retenção de água é função da porosidade, o comportamento mecânico do solo também não seria? Certamente que sim, no entanto, também, nesse caso, é possível simplificar o estudo, adotando a relação entre o comportamento mecânico e a sucção em pF normalizada em relação ao índice de vazios (pF/e) quando o parâmetro de avaliação do comportamento diminui com o aumento do índice de vazios, por exemplo, a coesão do solo (Camapum de Carvalho *et al.*, 2001). Quando o parâmetro aumenta com a ampliação do índice de vazios, faz-se a transformação da sucção em pF pelo índice de vazios (e.pF), por exemplo, no caso do colapso estrutural do solo faz-se a relação com e.pF (Camapum de Carvalho *et al.*, 2002). É evidente, que no caso do comportamento mecânico, deve-se, como no caso da curva característica, considerar a distribuição de poros e a presença de argilominerais expansivos quando for o caso.

Entrando-se na questão da umidade de compactação do solo em laboratório e no campo, busca-se, por meio da curva de compactação Proctor, estabelecer a umidade ótima do solo para uma determinada energia. No campo, trabalha-se com uma faixa de umidade situada nas proximidades da umidade ótima (w_{ot}), por exemplo, $w_{ot} \pm 2\%$. A faixa de umidade depende de uma série de fatores, como da forma da curva de compactação e das condições climáticas regionais. Exemplificando, o solo 2, cuja curva de compactação está mostrada na Figura 15, geralmente, admite uma faixa de compactação no campo mais estreita que o solo 1, mostrado na mesma figura. Essa observação encontra fundamento nas próprias curvas características dos dois solos, mostradas na Figura 14, onde sobressai um formato com inclinação mais suave da curva característica correspondente ao solo 1 em umidades próximas à ótima. Curvas de compactação com o ramo seco menos íngreme, como é o caso do solo 1, permitem, então, faixas de umidade de compactação mais amplas. Outro fator definidor tanto da umidade como da energia de compactação diz respeito às condições climáticas de execução da obra. Por exemplo, compactações no ramo seco na região Amazônica são mais difíceis que no Centro-Oeste, assim como o é a compactação no ramo úmido no polígono da seca nordestino.

Hoje, no Brasil e no mundo, a maioria dos projetos de estruturas de pavimento ainda são elaborados com base no comportamento mecânico do solo saturado, o que constitui um erro, pois, embora a favor da segurança, dispensa-se a economia que poderia ser gerada, tirando-se proveito do melhor comportamento mecânico do solo em estado não saturado. Alguns trabalhos, como o de Parreira (2004), apontam para o fato de que o comportamento do solo varia pouco entre o estado saturado e o correspondente à umidade ótima, e isso é verdade, pelo menos, para a maioria dos solos usados na construção de estruturas de pavimento, pois, como a umidade ótima corresponde ao ponto onde ocorre a oclusão da fase ar, as sucções atuantes são, geralmente, pequenas. Contudo, é nesse ponto que entra a necessidade de se considerar a umidade de equilíbrio e sua dinâmica, ou seja, a sua faixa de variação diária e sazonal. Quando a faixa de umidade de equilíbrio encontra-se abaixo da linha ótima, o comportamento mecânico do solo é melhorado pela atuação da sucção. De qualquer forma mesmo em regiões muito úmidas, como a Amazônica, embora seja temerário contar com a sucção na avaliação do comportamento mecânico do solo para fins de projetos de estruturas de pavimentos, considerar a dinâmica da sucção em função da dinâmica da umidade de equilíbrio é, muitas vezes, fundamental. Avaliando trincas longitudinais (Figura 17a) e transversais (Figura 17b) em estruturas de pavimento localizadas em Urucu, Estado do Amazonas, Camapum de Carvalho e Gitirana (2006) mostraram que essas trincas estavam, respectivamente, associadas à atuação da sucção nos fenômenos de expansão e contração e não à fadiga propriamente dita, imposta pelas solicitações do tráfego, que, aliás, na obra em questão, era baixíssimo, senão desprezível. No caso dos cortes e aterros, a consideração da faixa de umidade de equilíbrio assume grande relevância por questões de ordem econômica e de segurança, por interferir diretamente na estabilidade dos taludes, cabendo lembrar serem as geomorfologias de subsuperfície e subsuperfície, assim como a orientação do talude em relação à insolação e aos ventos predominantes, impactantes na faixa de umidade de equilíbrio atuante.

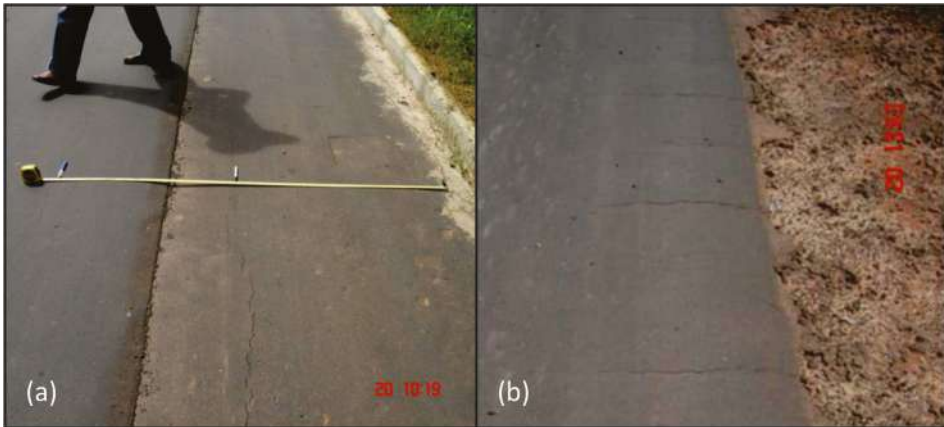


Figura 17 – Trincas na estrutura de pavimento: (a) longitudinais; (b) transversais (Camapum de Carvalho e Gitirana (2006))

Sendo frequente, no Brasil, o uso da secagem prévia do solo na fase de preparação da amostra para ensaio de compactação, a Figura 15 mostra, para os solos 3 e 4, como tal secagem pode interferir no resultado obtido para a curva de compactação. Cabe destacar que, embora, nessas curvas, tenha sido mantido o peso específico máximo para os solos com e sem secagem, ele pode vir a ser maior ou mesmo menor que o obtido para o solo sem secagem prévia. Por exemplo, no caso do solo 4, a desidratação de argilominerais expansivos com a secagem leva não só à redução da umidade ótima em relação à amostra sem secagem prévia, como também, devido ao aumento da densidade real dos grãos com a desidratação dos argilominerais expansivos, tende a ocorrer o aumento do peso específico aparente seco. Já para o caso do solo 3, tudo depende do nível de estabilidade dos agregados presentes no solo. Em alguns casos, a secagem prévia compromete a estabilidade estrutural dos agregados, possibilitando o aumento do peso específico com a compactação. Em outros casos, porém, os agregados são estabilizados com a secagem, ocorrendo o efeito contrário. Observa-se, então, que, dependendo do tipo de solo e do tratamento a ele dispensado em laboratório e considerando-se o tratamento convencional dado ao solo em que se considera o peso específico aparente seco (embora seja a porosidade que comanda as propriedades e os comportamentos hidromecânicos), ter-se-á, em campo, um material com comportamento distinto, dificultando, dentre outros, o próprio controle da compactação. Camapum de Carvalho e Gitirana Jr. (2021) mostram a relevância, nos casos dos solos laterítico e dos solos contendo argilominerais expansivos, de se analisarem as curvas de compactação e os comportamentos em função do índice de vazios efetivos e não do global, como ocorre quando se analisa, por exemplo, a curva de compactação em função do peso específico aparente seco.

A curva característica de retenção de água 4, mostrada na Figura 14, é típica de solos usados na construção de estruturas de pavimento no Brasil. Ela é também representativa de misturas usando materiais reciclados de construção civil e demolição (RCD) misturados ao solo. Essa curva característica coloca em evidência, nesse caso, a distribuição pre-

dominante dos poros presentes no solo em micro e macroporos. Nesse caso, o comportamento mecânico do solo é quase sempre função da macroporosidade, como mostrou Camapum de Carvalho (2017) e Oliveira (2007) para misturas de RCD e solo.

A curva característica de retenção de água 5 da Figura 14 é representativa de solos expansivos e de materiais que se submetem à fluência ao longo do tempo. Muitas vezes, torna-se inevitável projetar a estrutura de pavimento envolvendo solos expansivos, como é o caso dos trechos rodoviários de Urucu, no Estado do Amazonas. Em outros casos, essa convivência, apesar de, muitas vezes, inevitável, dá-se de modo localizado em subleitos em cortes. A forma não linear dessa curva para sucções superiores à pressão de entrada de ar se deve a variações de porosidade impostas por variações da distância interplanar basal dos argilominerais expansivos ou mesmo por expansões e contrações oriundas da estrutura imposta ao solo pelo processo de compactação (Campos *et al.*, 2008). Essas variações de porosidade se refletem, igualmente, no comportamento mecânico do solo e devem ser consideradas no projeto e execução das estruturas de pavimento em que se fazem presentes. Observa-se que, quando a questão está atrelada à expansão e à contração, as variações diárias e sazonais da umidade de equilíbrio impõem, ao solo, ciclos de variação volumétrica, que podem se estabilizar com o tempo. No entanto, se essa forma de curva foi obtida para materiais que fluem como as misturas betuminosas, as variações diárias e sazonais da umidade de equilíbrio tendem a conduzir o material apenas para reduções de porosidade até que se estabilize, mas tais variações, dependendo da situação, podem ser significativas e agravar problemas como as trilhas de roda.

Sobressai, dessa breve discussão, ser fundamental nos projetos de estruturas de pavimento e nas próprias execuções das obras, que se leve em consideração as propriedades e o comportamento dos solos não saturados.

6. ASPECTOS AMBIENTAIS, QUÍMICO-MINERALÓGICOS E ESTRUTURAIS NO CONTEXTO DAS ESTRUTURAS DAS VIAS

As estruturas das vias terrestres se inserem, dentre outros, nas rodovias, ferrovias, aeroportos, vias urbanas e estacionamentos. O bom desempenho dessas finalidades requer considerações e análises distintas nas diferentes etapas de sua vida útil desde a concepção, passando pelos estudos preliminares, projeto, execução, até atingir a própria manutenção. Isso torna relevante o conhecimento dos aspectos ambientais, químico-mineralógicos e estruturais de modo a dispor do solo na estrutura de pavimento, tirando o máximo proveito de suas propriedades e comportamento, e evitando erros previsíveis no âmbito da engenharia.

Esse item fará, então, uma introdução sobre esses aspectos de modo a contextualizar a importância de considerá-los em estudos, projetos, execução e manutenção dos sistemas viários.

6.1 Aspectos ambientais

As propriedades e o comportamento do solo, em especial, daqueles contendo argilominerais e compostos químicos, como os carbonatos e os oxi-hidróxidos de ferro e alumí-

nio, estão diretamente relacionados à sua composição químico-mineralógica. Essa composição químico-mineralógica é, geralmente, sensível ao meio, podendo, portanto, alterar as propriedades e o comportamento do solo, inclusive sua própria estabilidade estrutural.

Grim (1962), por exemplo, mostra que as propriedades físicas, como plasticidade, e comportamentos, como curvas de compactação e compressibilidade, dependem da química e da mineralogia do solo. Cardoso (1995) mostrou que o fenômeno do colapso está fortemente ligado às transformações químico-mineralógicas e estruturais pelas quais passou o solo. Rezende (2003), ao estudar a estabilização química de solos tropicais profundamente intemperizados, mostrou que sendo o pH do solo menor que o correspondente ao seu ponto de carga zero e, portanto, em função de sua química, a cal irá desagregá-lo em lugar de agregá-lo, como seria esperado (Figura 18). A desagregação do solo interfere na distribuição de poros, influenciando diretamente na curva característica de retenção de água e no comportamento mecânico do solo em estado não saturado e mesmo no estado saturado.

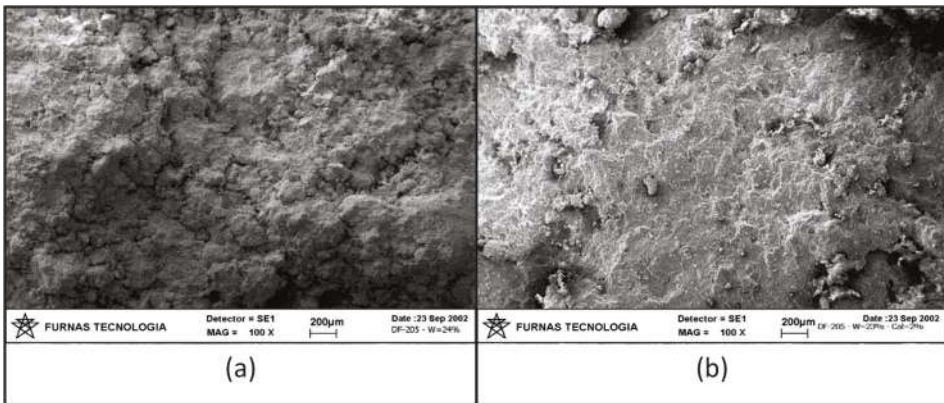


Figura 18 – Microscopias obtidas para um solo laterítico argiloso compactado na energia Proctor intermediário: (a) solo natural, $w=24\%$; (b) solo estabilizado com 2% de cal, $w = 23\%$ (Rezende, 2003)

Diante desses exemplos sobre a importância da química e da mineralogia do solo para o seu comportamento e de sua sensibilidade a agentes químicos a ele adicionados, torna-se, hoje, imprescindível que se leve em consideração as questões ambientais sobre as propriedades e o comportamento que terá o solo na estrutura de pavimento, aí se incluindo como ele se comportará frente à compactação.

Hoje, na grande maioria dos laboratórios destinados à realização de estudos voltados para a definição das estruturas de pavimento, utiliza-se água tratada nos ajustes de umidade e na saturação do solo. No entanto, no campo, não será essa a água a ser utilizada. Lá, na fase de construção, utilizar-se-á água proveniente de cursos d'água e, mais esporadicamente, de reservatórios. Além disso, atualmente, grande parte dos corpos d'água encontra-se sujeita a diferentes níveis e origens de contaminações. Em áreas agrícolas, são as contaminações provenientes do carreamento pela água da chuva dos insumos agrícolas, que são, evidentemente, importantes para o plantio e, por isso, são usados, mas não ne-

cessariamente para as propriedades e o comportamento do solo do ponto de vista geotécnico. Em áreas urbanas, os cursos d'água e mesmo os reservatórios são frequentemente contaminados por águas servidas, inclusive provenientes de indústrias. Exemplificando, Coelho *et al.* (2016) mostram, ao estudar um solo tropical profundamente intemperizado, que o uso de água contaminada pode afetar a curva de compactação.

Outro aspecto ambiental que merece destaque diz respeito à qualidade da água da chuva, pois essa, sendo variável ao longo do ano em função das condições ambientais da atmosfera, pode impactar na fase de construção e durante a vida útil do pavimento, sendo esse um tema que merece maiores estudos e reflexão.

No que tange ao comportamento do solo não saturado, a química do fluido interferirá na sucção osmótica e, ao intervir nas trocas iônicas, interferirá de modo direto no próprio comportamento hidromecânico do solo.

Portanto, no que se refere aos estudos voltados para a implantação e para a própria vida útil das estruturas de pavimento, faz-se necessário considerar a qualidade da água a ser utilizada em campo e mesmo aquela oriunda das precipitações, o que é, inegavelmente, de mais difícil avaliação devido a sua variabilidade temporal, embora, em alguns casos, relevante.

Outro aspecto ambiental importante diz respeito às condições atmosféricas, em especial, umidade relativa e temperatura, pois ocorre uma continuada interação solo-atmosfera, sendo a umidade e, por consequência, a sucção atuante no solo diretamente associada a essa interação. Portanto, considerando-se um mesmo solo e a condição de compactação, o tratamento dado a ele em termos de entendimento e consideração do seu comportamento mecânico não pode ser o mesmo se usado nas regiões sul, sudeste, centro-oeste, norte e nordeste, pois as umidades de equilíbrio oriundas da interação-solo atmosfera variará de região para região. É evidente que a questão não está ligada às unidades geográficas, mas sim às condições climáticas, que podem variar inclusive em função de microclimas.

6.2 Aspectos químico-mineralógicos

Discutida a questão da influência ambiental nas propriedades e no comportamento dos solos, serão tratados os aspectos químico-mineralógicos enquanto características dos solos, relevantes para estudos, projeto, construção e vida útil das vias terrestres.

A interação entre as partículas de solo varia com suas características físicas e químico-mineralógicas. Nos solos granulares, essa interação é, na maioria, de natureza física e se dá, predominantemente, pelo contato direto entre as partículas. Já nos solos argilosos, essas interações são, marcadamente, de natureza eletromagnética e, por consequência, dependem da estrutura individual de cada mineral e do meio no qual eles se encontrem (Camapum de Carvalho *et al.*, 1987). No solo, esses minerais podem se agrupar formando agregados e pacotes de argilas que interagem entre eles não só eletromagneticamente como também fisicamente, devido a sua forma e tamanho. A forma agregada, geralmente, faz-se presente nos solos profundamente intemperizados e os pacotes de argila nos solos pouco intemperizados, devendo-se evitar confusão de entendimento entre as duas formas de agrupamento de partículas, pois cada uma interfere no comportamento mecânico e hidráulico dos solos de forma distinta.

Segundo Lambe (1958), citado por Camapum de Carvalho *et al.* (1987), a interação entre dois coloides depende de quatro tipos de forças: forças externas aplicadas, forças de contato, forças de atração e de repulsão. Portanto, no processo de compactação presente na construção da estrutura de pavimento e, depois, durante sua vida útil, a energia externa é apenas um dos fatores controladores da interação entre partículas.

Na condição não saturada, a água irá atuar na interação entre partículas, agregados de partículas e pacotes de argila, fisicamente, por meio da capilaridade ou quimicamente, por meio das forças de adsorção, gerando energia de sucção no solo. Em materiais menos ativos, como as areias, a atuação será de natureza capilar e, nos mais ativos, como as argilas, atuará a sucção. Em solos argilosos, é comum a atuação das duas energias.

No caso dos solos tropicais, as interações entre partículas dependem, ainda, do arranjo já existente entre elas no solo em estado natural. Nesses solos, quando pouco intemperizados, solos saprolíticos, a estrutura contém traços da estrutura da rocha mãe, mas as partículas se encontram em estado relativamente livre e com arranjo suscetível de ser condicionado pela energia externa e pelas condições de sua aplicação, umidade do solo e tipo e intensidade da energia. Já os solos tropicais profundamente intemperizados, solos lateríticos, apresentam grande parte de suas partículas formando agregados pouco suscetíveis à desagregação durante as diferentes etapas da construção da via, aí se incluindo o próprio processo de compactação.

A partir da rocha, a intemperização provoca alterações químico-mineralógicas ao longo do perfil, dotando o solo de propriedades e comportamento que variam com o grau de intemperização sofrido. No início do processo de intemperização, predominam os minerais primários e começam a surgir os argilominerais 2:1, com camadas compostas por uma folha octaédrica entre duas tetraédricas. Parte desses minerais, como é o caso das esmectitas, apresentam uma fraca ligação entre as camadas devido à natureza não polar da interação entre elas, possibilitando a variação da distância interplanar basal em função da hidratação e da desidratação. Esse é um aspecto importante, pois a variação da sucção no solo impõe variações volumétricas que superam aquele que seria entendido como o limite de contração do solo. De um modo geral, o limite de contração corresponde à porosidade em que se dá a entrada de ar no solo, no entanto, nos solos expansivos, continua a ocorrer variações no volume de vazios após a entrada de ar devido a variações na distância interplanar basal dos argilominerais expansivos, conforme mostrado por Campos *et al.* (2008).

Embora não se vá discutir, aqui, os diferentes minerais primários nem os grupos e tipo, de minerais de argila, destaca-se que, continuando o processo de intemperização, dá-se origem aos argilominerais do grupo 1:1, cujas camadas são formadas por uma folha tetraédrica interagindo com uma folha octaédrica. Essa estrutura faz com que a interação entre camadas seja de natureza polar, conferindo, às partículas, propriedades não expansivas. Por consequência, nesses solos, o ponto de entrada de ar na curva característica de retenção de água geralmente corresponde ao limite de contração. Destaca-se, com essas características, o grupo da caulinita, integrado pela caulinita propriamente dita e pela haloisita, que pode encontrar-se em condição hidratada ou desidratada. Embora a característica não expansiva desses minerais simplifique a análise do comportamento dos solos não saturados, faz-se necessário verificar se eles não possuem, em sua composição, o argilomineral haloisita hidratada, pois, nesse caso, estudos de propriedades e comportamento

do solo a partir de amostras submetidas à pré-secagem conduzem, como já discutido, a resultados que não condizem com a situação de campo, levando a problemas relacionados ao ajuste da umidade de compactação, pois a umidade ótima de laboratório corresponderá a um ponto no ramo seco do solo compactado *in situ*. Será gerada, também, uma pseudo-histerese entre as trajetórias de secagem e umedecimento na definição da curva característica de retenção de água. O comportamento mecânico definido em laboratório para uma determinada sucção correspondente a um determinado teor de umidade também se distorcerá em relação ao campo, pois, lá, essa umidade corresponderá a uma sucção maior.

Continuando o processo de intemperismo, são formados os oxi-hidróxidos de alumínio, sendo um dos mais frequentes a gibbsita. Os oxi-hidróxidos de ferro são formados ao longo do processo de intemperização. Também, ao longo do processo de intemperização vão sendo formados os micro e macroagregados. Esses elementos assumem papel de grande relevância no entendimento de propriedades e comportamentos dos solos profundamente intemperizados saturados e não saturados. Essa relevância será discutida no subitem seguinte.

Para exemplificar a importância do processo de intemperismo no comportamento do solo, a Figura 19 apresenta as curvas de compactação obtidas por Delgado (2007) para as profundidades de 3 m, (solo profundamente intemperizado) e 9 m (solo de transição entre o solo profundamente intemperizado e o solo pouco intemperizado) nas energias normal (EM) e intermediária (EI). Mineralogicamente, o solo coletado a 3 m de profundidade é rico em gibbsita e caulinita, e a 9 m de profundidade, ele passa a ser composto, predominantemente, por caulinita e ilita, deixando de existir a gibbsita (Carvalho, 1995).

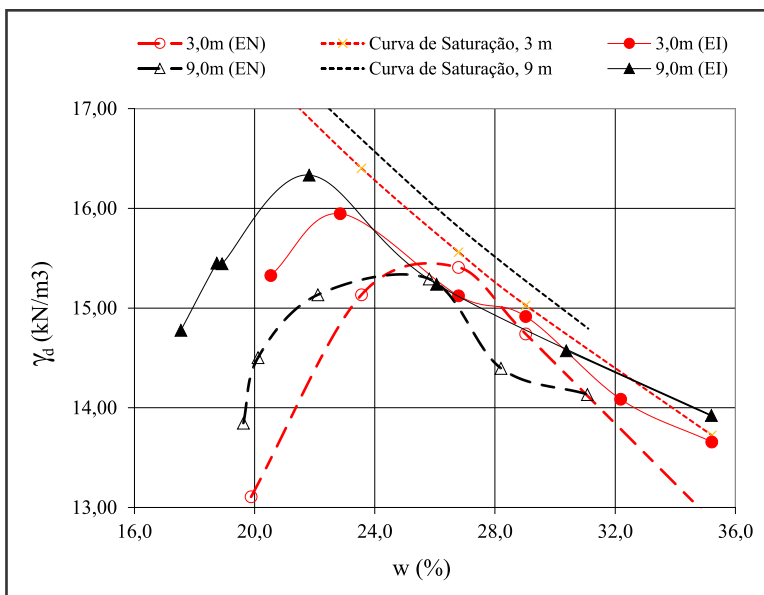


Figura 19 – Curvas de compactação para solos coletados a 3 m e 9 m de profundidade (Delgado, 2007)

Na Figura 20a, são mostradas as curvas de isosucção obtidas para a profundidade de 3 m a partir de amostras compactadas na energia Proctor normal, usando-se a técnica da transformação da curva característica proposta por Camapum de Carvalho e Leroueil (2004). A Figura 20b apresenta essas curvas de isosucção obtidas para a profundidade de 9 m. Verifica-se uma mudança de comportamento nas curvas de isosucção obtidas para uma profundidade em relação à outra. Observa-se certa tendência de modificação nas curvas de isosucção a partir das umidades ótimas definidas para as duas profundidades. Destaca-se, ainda, que a inclusão de um ponto na curva de compactação obtida para a profundidade de 9 m na energia Proctor normal muda o entendimento do comportamento do solo que se poderia ter com base na curva mostrada na Figura 19 para o mesmo solo e profundidade. Antes (Figura 19), o que apontava para uma importante influência da sucção no ramo seco da curva de compactação abre, agora (Figura 20b), espaço para atribuir aquela inclinação acentuada a apenas um problema de heterogeneidade do solo dado ao fato de ele se encontrar na zona de transição entre o solo profundamente intemperizado e o solo saprolítico.

Comparando-se o aspecto geral das curvas de compactação mostradas na Figura 20, observam-se duas questões importantes: a primeira é que a curva de compactação obtida para a profundidade de 3 m na energia Proctor normal (Figura 20a) apresenta os dois ramos mais íngremes que a curva obtida para a profundidade de 9 m com a mesma energia (Figura 20b), ou seja, a curva obtida para a profundidade de 9 m é mais suave; a segunda questão diz respeito, ao se observar as curvas obtidas para as duas profundidades na energia Proctor intermediário, na Figura 19, ao fato de que a diferença de comportamento verificada para a energia Proctor normal apresentou tendência a desaparecer, o que aponta para uma significativa influência da estrutura inicial do solo na forma da curva de compactação, questão a ser discutida no próximo subitem.

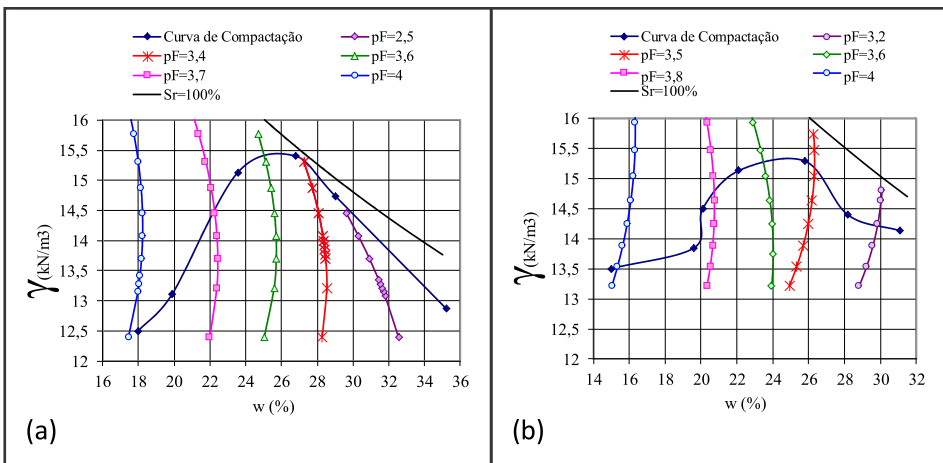


Figura 20 – Curvas de isosucção: (a) profundidade 3 m; (b) profundidade 9 m

A composição química mineralógica dos solos assume ainda grande relevância quando se estuda sua estabilização química e constitui-se, muitas vezes, em ferramen-

ta importante para o entendimento do comportamento mecânico. Exemplificando, Freitas (2018), ao estudar a estabilização química de um solo tropical com cinza de casca de arroz (CCA) e cimento (C), encontrou dificuldade em relacionar os comportamentos obtidos para diferentes teores de CCA e C, variando-se o tempo de cura com a propriedades geralmente consideradas como umidade, índice de vazios e grau de saturação dada a grande dispersão dos resultados (Figura 21a). No entanto, ao incorporar, nas análises, os teores dos minerais reagentes, minerais totais menos o quartzo e a cristobalita, os resultados convergiram para uma tendência única, como exemplifica a Figura 21b. As análises realizadas por Freitas (2018) mostram a importância de se buscar entender os comportamentos em vez de simplesmente aceitar ou rejeitar os solos e as técnicas potenciais de serem usados em uma obra viária.

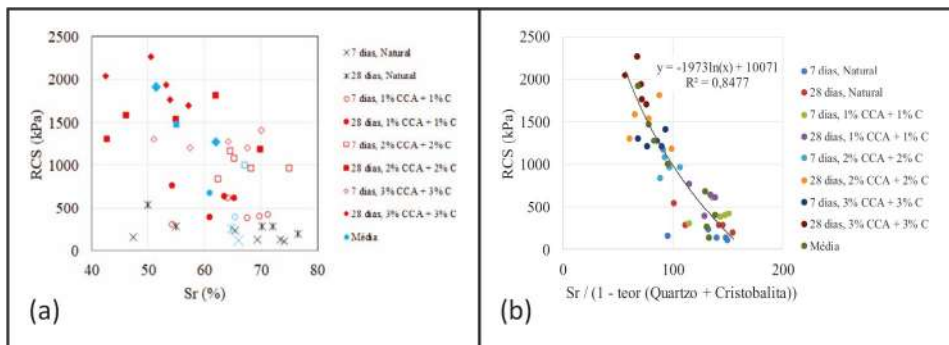


Figura 21 – Resistência a compressão simples (RCS) em função do grau de saturação (Sr) (a) e de $Sr / (1 - \text{teor de (quartzo + cristobalita)})$ (b) (Freitas, 2018)

6.3 Aspectos estruturais

Diante do exposto, depreende-se que a estrutura do solo compactado integrante da estrutura de pavimento depende não só dos fatores externos, umidade, energia e tipo de compactação, como de fatores internos inerentes à sua formação e estágio de evolução. A estrutura do solo compactado impacta diretamente em suas propriedades e comportamento, interferindo, inclusive, na própria forma da curva característica de retenção de água.

A Figura 22 ilustra a estrutura de um solo profundamente intemperizado (a) e a de um solo pouco intemperizado (b). Farias *et al.* (2011) mostraram que, muitas vezes, a energia de compactação, nos níveis em que é normalmente aplicada não perturba a estrutura interna dos microagregados presentes em solos, como o mostrado na Figura 22a. Solos como os mostrados na Figura 22b, devido à maior liberdade entre as partículas, são mais suscetíveis de orientá-las durante o processo de compactação, aproximando-se sua estrutura daquela preconizada por Lambe (1958).

Delgado (2007) apresenta a estrutura de diferentes solos tropicais compactados, indo daqueles pouco intemperizados, solos saprolíticos finos, aos profundamente intemperizados, solos lateríticos. Essa autora mostra, ainda, a influência da cal hidratada na estrutura desses solos compactados.

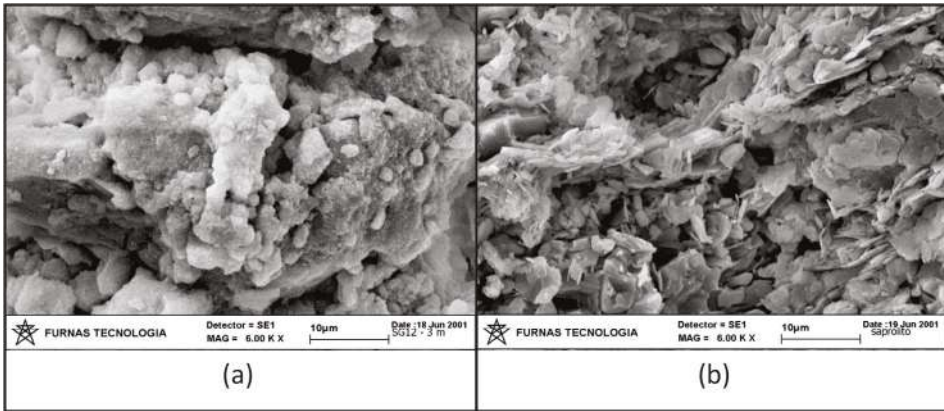


Figura 22 – Microscopias obtidas para dois solos: (a) solo profundamente intemperizado, solo laterítico; (b) solo pouco intemperizado, solo saprolítico

A Figura 23 mostra a estrutura interna de dois tipos de agregados lateríticos: um com elevada porosidade interna (a) e o outro mais compacto (b). É evidente que o impacto dessas estruturas, devido ao seu maior ou menor potencial de quebra durante o processo de compactação, ocorrerá de modo distinto nos estudos que fundamentam o projeto, no processo construtivo e no desempenho da estrutura de pavimento. Por exemplo, o pacote de argila presente no interior da concreção mostrada na Figura 23a só terá alguma importância para o comportamento do solo compactado se essas partículas forem liberadas com a quebra da concreção. Outro aspecto a ser realçado é o fato de que a quebra dessa concreção certamente provocará o aumento do peso específico aparente seco devido à redução da porosidade interna, no entanto, por tornar a matriz do solo mais fina, para fins de estrutura de pavimento, será prejudicial ao comportamento.

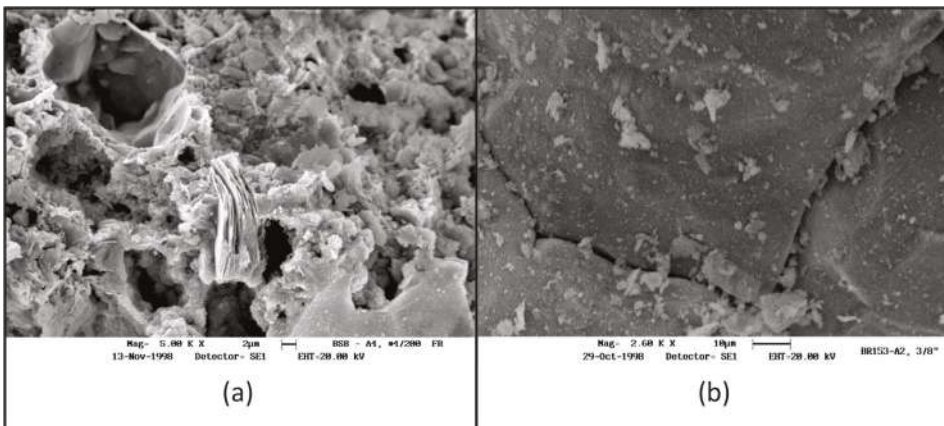


Figura 23 – Microscopias de duas concreções lateríticas: (a) porosa; (b) compacta

Exemplificando, Guimarães *et al.* (1997) mostraram que os solos agregados finos podem ter os agregados quebrados pela energia de compactação, dando origem a uma ampliação do peso específico aparente seco, mas piorando o comportamento mecânico do solo.

Outro aspecto relevante quanto à estrutura dos solos compactados em estruturas de pavimento diz respeito à distribuição de poros, pois, enquanto nos solos pouco intemperizados, essa distribuição tende a variar entre uniforme e bem graduada, nos solos profundamente intemperizados e nos resíduos provenientes de construção e demolição de obras de engenharia, ela tende a ser bimodal, intervindo diretamente na forma da curva característica de retenção de água (Figura 3) e no próprio comportamento mecânico, como ilustram Camapum de Carvalho (2017) e Oliveira (2007). Portanto, a estrutura dos solos é importante não só como definidora da compactabilidade do solo, mas também como interveniente no desempenho da estrutura da via.

7. ESTUDO DE CASO DE DUAS RODOVIAS

Com fundamento nos estudos realizados por Rezende (2003) e Pessoa (2012) para duas rodovias construídas com argila laterítica, misturas dessa argila com cal e proteção da camada de argila com geotêxtil no Distrito Federal, serão discutidas questões relacionadas à interferência da sucção no comportamento de pavimentos executados com solos finos lateríticos não saturados.

Os trechos experimentais estudados estão localizados na DF-205 Oeste (Trecho 1) e na ligação da DF-440 com a DF-001 (Trecho 2). A Figura 24 apresenta as seções transversais de cada trecho, e a Tabela 2 detalha os materiais utilizados em cada subtrecho, sendo que o foco apresentado neste item é referente apenas aos resultados observados nos locais onde o solo fino laterítico foi utilizado em maior quantidade nas camadas de sub-base e base.

Outra questão que deve ser ressaltada nesses estudos, refere-se ao procedimento recomendado por Nogami e Villibor (1995) e Villibor *et al.* (2000) de expor as camadas argilosas ao sol depois de compactadas por, no mínimo, 48 horas, visando o aumento do peso específico aparente seco por meio da retração. Isso, por si só, já mostra a grande importância da atuação da sucção/capilaridade no comportamento mecânico do solo, pois, por meio dela, consegue-se impor, ao solo, uma porosidade menor que aquela oriunda da energia de compactação. A Figura 25 apresenta as fotos dos subtrechos onde essa questão foi levada em consideração. Observa-se, na Figura 25b, que, no subtrecho 2 do Trecho 2, onde não seria esperado o aparecimento de trincas pelo fato de a camada não ter sido exposta como as dos demais subtrechos, elas apareceram; isso, certamente, devido à interação solo-atmosfera impondo uma variação de sucção ao solo superficial no pequeno espaço de tempo decorrido entre as operações na obra. No entanto, nos subtrechos 3 dos Trechos 1 (Figura 25a) e 2 (Figura 25c), onde a técnica foi adotada, a quantidade, a profundidade e a espessura das trincas foram maiores.

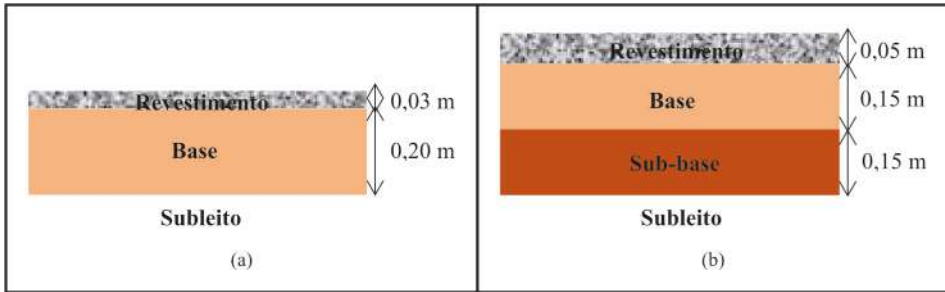


Figura 24 – Seção transversal dos trechos experimentais:
(a) DF-205 Oeste-Trecho 1; (b) DF-440/DF-001-Trecho 2

Tabela 2 – Identificação dos materiais utilizados nas camadas dos trechos experimentais

Trecho 1 (DF-205 Oeste)					
Subtrecho	Extensão (m)	Subleito	Sub-base	Base	Revestimento
1	80	Corte	-	Solo-brita (1:4)	
2	80	Aterro	-	Expurgo	
3	80	Aterro	-	Solo fino com exposição ao sol	
4	80	Corte	-	Solo-cal (2%)	Tratamento superficial duplo (TSD) com capa selante
5	40	Corte	-	Solo fino com geotêxtil entre base e revestimento	
6	40	Corte	-	Solo fino com geotêxtil entre subleito e base	
7	40	Corte	-	Solo fino envelopado com geotêxtil	
Trecho 2 (DF-440/DF-001)					
Subtrecho	Extensão (m)	Subleito	Sub-base	Base	Revestimento
1	60		Solo-cal (3%)	Solo-cal (6%)	Concreto asfáltico (CA)
2	100	Aterro	Solo fino sem exposição ao sol	Solo fino sem exposição ao sol	
3	100		Solo fino com exposição ao sol	Solo fino com exposição ao sol	

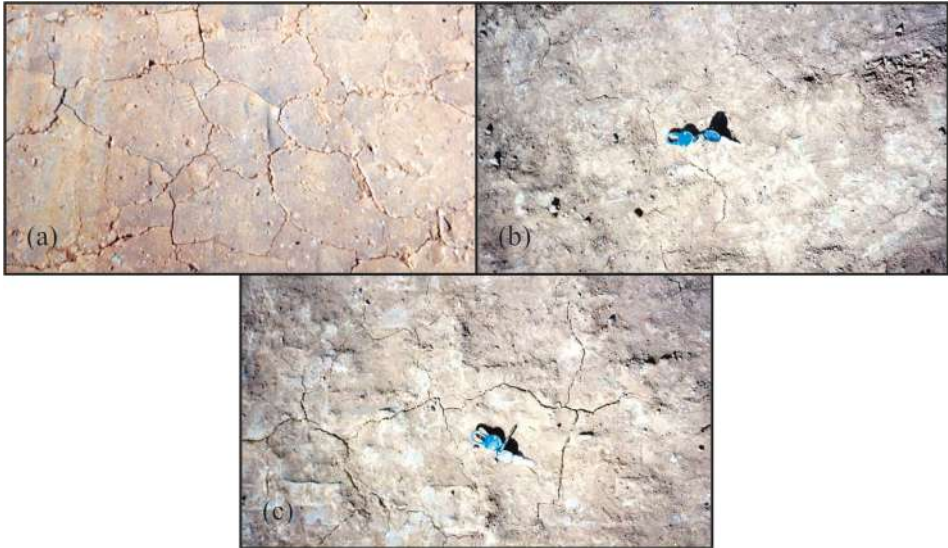


Figura 25 – Padrão de trincamento das camadas argilosas após compactação:
 (a) Subtrecho 3 do Trecho 1; (b) Subtrecho 2 do Trecho 2;
 (c) Subtrecho 3 do Trecho 2 (Rezende, 2003)

A Tabela 3 apresenta o resumo das principais características determinadas em laboratório para os materiais utilizados nas camadas de subleito, sub-base e base dos trechos experimentais. Em campo, o subleito foi compactado na energia Proctor normal, e as camadas de sub-base e base, na energia Proctor intermediário. Observa-se que os materiais estudados apresentam identificações semelhantes dentro de um mesmo sistema classificatório, mas, quando compactados e estabilizados quimicamente, são obtidos resultados distintos. Nesses casos, recomenda-se a realização de ensaios complementares como análise químico-mineralógica e microscopia para melhor avaliação das propriedades e comportamento do solo.

Tabela 3 – Propriedades dos materiais de subleito, sub-base e base utilizados nos trechos experimentais (modificado de Rezende, 2003)

Propriedades	Trecho 1 (DF-205 Oeste)			Trecho 2 (DF-440/DF-001)		
	Subleito	Solo fino	Solo-cal (2%)	Subleito/Solo fino	Solo-cal (3%)	Solo-cal (6%)
Pedregulho (%)	2,8	0,6	0,3	0,2	0,2	0,2
Areia (%)	11,3	3,1	10,1	1,9	8,2	6,8
Silte+Argila (%)	85,9	96,3	89,6	97,7	91,6	92,9
ρ (g/cm ³)	-	2,780	-	2,760	-	-
w _L (%)	45	58	52	52	52	54

Propriedades	Trecho 1 (DF-205 Oeste)			Trecho 2 (DF-440/DF-001)		
	Subleito	Solo fino	Solo-cal (2%)	Subleito/ Solo fino	Solo-cal (3%)	Solo-cal (6%)
w_p (%)	31	39	37	41	38	41
IP (%)	14	19	15	11	14	13
Classificação TRB	A-7-5	A-7-5	A-7-5	A-7-5	A-7-5	A-7-5
SUCS	ML	MH	MH	MH	MH	MH
Classificação MCT	-	LG'	-	LG'	-	-
w_{ot} (%) - EN	18,5	24,0	-	28,5	29,8	30,4
γ_{dmax} (kN/m ³) - EN	15,90	15,20	-	13,60	13,40	13,10
ISC (%) - EN	6	17	-	17	16	24
Expansão (%) - EN	0,67	0,24	-	0,06	0,07	0,01
w_{ot} (%) - EI	-	22,9	23,2	28,2	29,0	29,0
γ_{dmax} (kN/m ³) - EI	-	16,50	16,20	14,60	14,50	14,30
ISC (%) - EI	-	23	90	18	29	60
Expansão (%) - EI	-	0,00	0,06	0,01	0,01	0,01

ρ = massa específica dos grãos; w_L = limite de liquidez; w_p = limite de plasticidade; IP = índice de plasticidade; TRB = "Transportation Research Board"; SUCS = Sistema Unificado de Classificação dos Solos; w_{ot} = umidade ótima; γ_{dmax} = peso específico aparente seco máximo, ISC = Índice de Suporte Califórnia; EN = energia normal; EI = energia intermediária.

Por meio do método do papel filtro, foram realizados ensaios de laboratório para determinação das curvas características de retenção de água dos materiais de sub-base e base compactados na energia Proctor intermediária. As curvas características obtidas em termos de pF (logaritmo da sucção em cm de coluna d'água) estão apresentadas na Figura 26 tanto em função do teor de umidade (Figura 26a) como do grau de saturação (Figura 26b), não sendo observadas curvas características diferentes para os materiais estudados. Para umidades superiores a 17% (Figura 26a) e valores de grau de saturação acima de 55% (Figura 26b), ocorre redução significativa no valor de sucção. O limite máximo atingido para o grau de saturação (80% a 90%, Figura 26b), com valores já pequenos de sucção ($pF = 2,5$, o que corresponde a 32 kPa) aponta para a preservação de certa macroporosidade no solo após compactado. Observa-se, ainda, nessa mesma figura, que as curvas características se deslocam para a direita com o uso da cal, apontando para a desagregação e a redução da macroporosidade em consequência da ação química da cal.

Utilizando-se a transformação da sucção conforme apresentado por Camapum de Carvalho e Leroueil (2004), são obtidas as curvas mostradas na Figura 26c. Nesse caso, verifica-se a existência de maiores valores de sucção para a mistura solo-cal com 6% de cal utilizada no Trecho 2, fato que aponta para uma diferenciação na distribuição de poros dessa mistura em relação aos demais materiais e confirma a ação desagregadora da cal nesses solos.

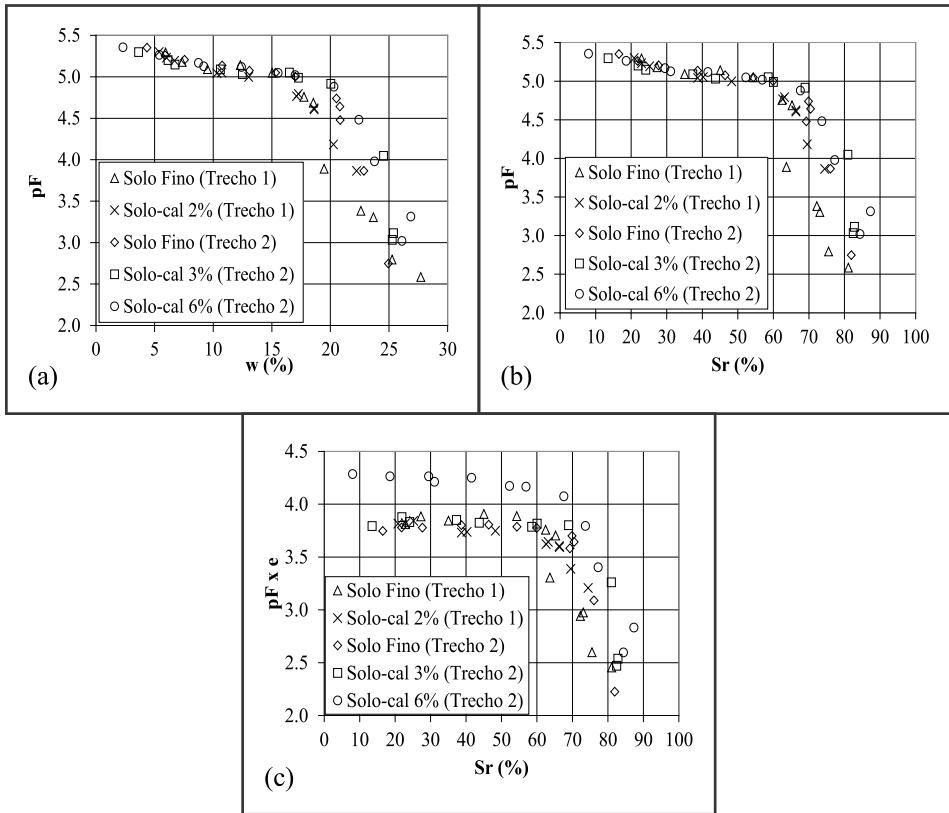


Figura 26 – Curvas características obtidas em laboratório: (a) pF x e; (b) pF x Sr; (c) Curva transformada e.pF x Sr

Imagens obtidas no microscópio eletrônico de varredura (MEV) confirmam essa mudança na estrutura dos materiais (Figura 27). Ao acrescentar-se 2% de cal no solo fino do Trecho 1, verifica-se a existência de uma estrutura mais fechada (Figura 27b), mas com menor presença de agregados quando comparados com a Figura 27a. Ao acrescentar-se 3% e 6% de cal no solo fino do Trecho 2, também se observa a existência de uma estrutura mais fechada (Figuras 27d e 27e). No entanto, com 6% de cal (Figura 27e), houve aumento de agregação em relação ao solo fino (Figura 27c), aumento esse que deve ser visto como reagregação após desfazimento dos agregados naturais, pois a imagem mostra agregados em formação com partículas individualizadas se aglutinando. Essas alterações podem estar associadas ao aumento do teor de cal e/ou à composição química do solo, pois já foi constatado que solos tropicais que apresentam maior quantidade de alumínio livre apresentam melhores resultados quando estabilizados com cal (Rezende, 2003). O desfazimento dos agregados presentes no solo natural geralmente se dá quando a variação de pH imposta ao solo faz com que ele passe pelo ponto de carga zero, conforme indicado por Rezende (2003).

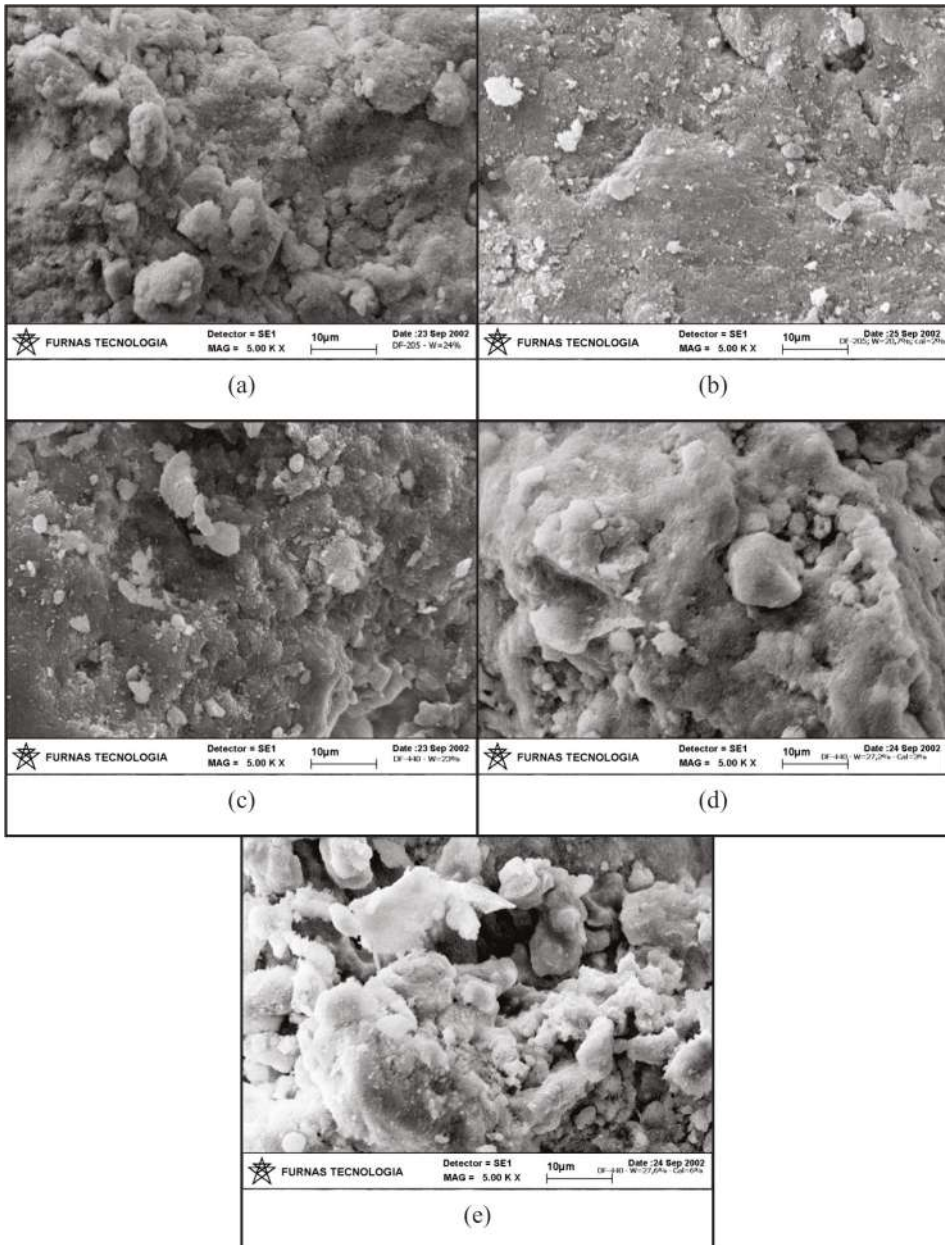


Figura 27 – Microscopia dos materiais compactados em suas umidades ótimas – aumento de 5000x: (a) Solo fino do Trecho 1; (b) Solo-cal 2% do Trecho 1; (c) Solo fino do Trecho 2; (d) Solo-cal 3% do Trecho 2; (e) Solo-cal 6% do Trecho 2 (Rezende, 2003)

Durante a realização de ensaios de campo nas rodovias, foi possível obter valores de umidade *in situ*. Utilizando-se as curvas características obtidas em laboratório em termos de curva transformada, é possível obter equações de regressão para cada trecho de cada curva. Conhecendo-se os valores de índice de vazios das camadas compactadas em campo a partir de resultados de ensaios de frasco de areia executados durante a construção dos trechos, obtêm-se as curvas características representativas das condições de campo. A partir daí, com os valores de umidade *in situ*, podem ser estimados valores de sucção *in situ* (Figura 28). Verifica-se que, para o Trecho 1 (Figura 28a), a umidade de campo da camada de base variou entre 12% e 25%, correspondendo à variação da sucção pF entre 3,0 (100kPa) e 5,5 (31.000 kPa). Para o Trecho 2 (Figura 28b), a umidade dos materiais de base variou numa faixa semelhante ao Trecho 1, entre 12 e 28% (Figura 28b), gerando variação da sucção pF entre 2,5 (32 kPa) e 5,0 (10.000 kPa). Cabe salientar que aumentos de sucção na zona de microposidade, ou seja, com a sucção atuando no interior dos agregados, geralmente, não interfere no comportamento mecânico do solo, exceto na variação de resistência do próprio agregado, podendo, no entanto, começar a piorar o comportamento mecânico devido ao desaparecimento da sucção em pontos de contato agregado-agregado, mineral-mineral e agregado-mineral.

Conforme constatado, também em laboratório, para valores de umidade superiores a 17%, são observadas quedas nos valores de sucção. Assim, quando compactados em suas umidades ótimas, os materiais em questão irão apresentar menores valores de sucção. No entanto, ao permitir a secagem da camada para aparecimento e tratamento das trincas, os valores de umidade reduzirão, o que poderá gerar aumento significativo no valor da sucção. Dependendo das condições climáticas regionais, essas sucções poderão apresentar grandes variações em relação à umidade de compactação em função da umidade de equilíbrio atingida ao longo do tempo.

Outra observação interessante pode ser realizada: nas camadas de base do Trecho 1, foram obtidos menores índices de vazios (0,73 em média) do que nas camadas de base do Trecho 2 (0,86 em média). Essa diferença no grau de compactação das camadas pode explicar o fato de que, em função do teor de umidade, nas bases do Trecho 1, podem ser obtidos maiores valores de sucção do que nas bases do Trecho 2.

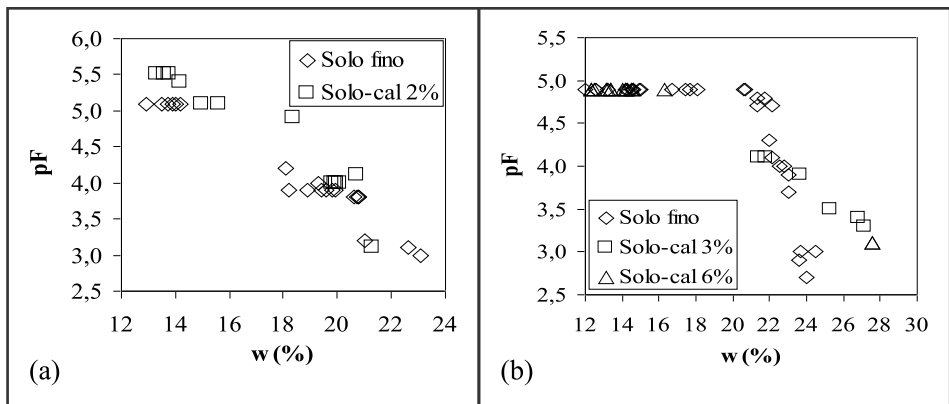


Figura 28 – Valores de sucção obtidos para as umidades “*in situ*” para os materiais de base: (a) Trecho 1; (b) Trecho 2

Pessoa (2012) determinou valores de umidade em campo e realizou ensaios com o penetrômetro do tipo PANDA para avaliar as resistências das camadas nas duas rodovias em questão após 10 anos de construção dos trechos. A partir dos gráficos mostrados na tese de Pessoa (2012), na Tabela 4, são apresentados os valores médios de umidade e resistência obtidos para as bases executadas com solo fino. Com esses valores de umidade de campo, obtiveram-se, também, os valores de sucção estimados a partir dos gráficos apresentados na Figura 28.

Tabela 4 – Valores médios de umidade e resistência de campo obtida com o PANDA para as bases de solo fino estudadas nos trechos experimentais

Trecho 1 (DF-205 Oeste)				
Subtrecho	Base	Umidade “in situ” (%)	Resistência (MPa)	Sucção estimada (kPa)
3	Solo fino com exposição ao sol	17,1	7,5	10.000
4	Solo-cal (2%)	17,3	7,5	10.000
5	Solo fino com geotêxtil entre base e revestimento	18,9	6,5	630
6	Solo fino com geotêxtil entre subleito e base	16,4	10,8	10.000
7	Solo fino envelopado com geotêxtil	17,6	8,5	10.000
Trecho 2 (DF-440/DF-001)				
Subtrecho	Sub-base/Base	Umidade “in situ” (%)	Resistência (MPa)	Sucção estimada (kPa)
1	Solo-cal (3%)/Solo-cal (6%)	23,9/23,2	13,0/17,0	630/1.000
2	Solo fino sem exposição ao sol	22,8/22,3	9,0/12,5	1.000/2.000
3	Solo fino com exposição ao sol	17,8/18,3	15,5/20,5	6.300/6.300

Para os materiais da base do Trecho 1, observa-se que todos os valores de umidade obtidos em campo são inferiores à umidade ótima (aproximadamente, 7% a menos). Rezende (2003) verificou que, na compactação dessas camadas, durante a construção do trecho, o teor de umidade obtido já era cerca de 5% inferior à umidade ótima especificada em laboratório. Na Tabela 4, constata-se que, quando os valores de umidade estão mais próximos de 17%, os valores de resistência e de sucção são maiores. Nessa análise, a inclusão de 2% de cal ao solo fino não gerou alteração significativa na resistência e na sucção existente na camada.

Para os materiais utilizados nas camadas de sub-base e base do Trecho 2, os valores de umidade em campo também foram menores que a umidade ótima tanto durante a construção como no período ensaiado por Pessoa (2012). No entanto, os valores de umidade existentes em campo são superiores a 17%, fato que, somado à obtenção de menores valores de sucção para esse solo já em laboratório, gerou a obtenção de menores valores de

sucção também em campo. No entanto, em termos de resistência, os valores obtidos foram maiores do que aqueles observados para o Trecho 1. Nesse caso, o primeiro aspecto a ser realçado é que sobressai a influência a longo prazo do maior teor de cal usado no Trecho 2. Para o solo não estabilizado com cal, dois fatores podem ter conduzido ao melhor desempenho do Trecho 2 após 10 anos da construção, a contração a que o solo foi submetido pelo efeito da secagem, salientando que essa contração ocorreu, embora em menor grau, mesmo para a camada de solo não submetida à secagem atmosférica por 48 horas, como mostrou a Figura 25b, e a eventual influência de prováveis diferenças na constituição mineralógica entre os solos dos dois trechos.

A estabilização química do solo fino usado no Trecho 2, com mais de 3% de cal hidratada, bem como a evolução de suas propriedades ao longo do tempo, influenciam significativamente a resistência, mas não a sucção. Já o procedimento de expor a camada de solo fino ao sol, gerou maiores valores de sucção no solo do Trecho 1, mas maiores valores de resistência no solo do Trecho 2. Se observadas as Figuras 25a (Trecho 1) e 25b (Trecho 2), constata-se uma mais intensa fissuração do solo no Trecho 1 que no 2, o que, provavelmente, refletiu na resistência e deve conduzir a uma maior reflexão sobre os limites de utilização a serem recomendados para a técnica, pois quanto maior a sucção, mais intensa tende a ser a fissuração, ou seja, faz-se necessário um maior controle do tempo de exposição à secagem, tempo que deve depender, inclusive, das condições atmosféricas atuantes no processo.

Por fim, constata-se que o assunto é complexo e que ainda existem poucos dados de campo disponíveis para análise. No caso de solos tropicais aplicados em camadas de pavimentos, vão existir inúmeras variáveis que irão interferir no desempenho dessa estrutura. De qualquer forma, ressalta-se que, nesses estudos, ensaios convencionalmente realizados em pavimentação não são capazes de responder a todas as questões e que será necessário considerar a realização de ensaios complementares para a definição de quais são os solos lateríticos que apresentam maior potencial de uso em pavimentação e quais são os procedimentos executivos que devem ser adotados para obter pavimentos mais duráveis.

8. CONSIDERAÇÕES FINAIS

As discussões apresentadas neste capítulo apontam para a necessidade de estudos mais integrados entre as análises do comportamento hidromecânico dos elementos integrantes da estrutura de pavimento e o meio físico, pois este impõe condicionantes espaciais e temporais de grande relevância para o comportamento da obra ao longo de sua vida útil.

O comportamento dos solos não saturados, apesar de, ainda, pouco considerado nos projetos e na execução das estruturas de pavimento, são definidores da qualidade técnica e econômica mais refinada do projeto e execução da obra. Em regiões de clima tropical, as estruturas de pavimento, salvo raras exceções, são, geralmente, construídas e vão existir com os solos que as compõem em condições de não saturação, daí a grande relevância do estudo do comportamento dos solos não saturados quando se projeta, executa-se e se faz a manutenção das obras viárias em países como o Brasil.

Cabe salientar, no entanto, que o uso em pavimentação de conceitos e teorias relacionadas às propriedades e comportamentos dos solos não saturados requer não só a ampliação dos estudos para maior compreensão do tema como também a busca de simplifi-

cações e de maior uso integrado de métodos numéricos e técnicas de modelagem. Assim, será possível obter percepções mais amplas e racionalizadas do comportamento da estrutura de pavimento, integrada ao meio físico, assim como de outras obras realizadas na implantação do sistema viário como cortes e aterros.

A grande variabilidade ambiental, e, por vezes, também, de material e de comportamento, que caracteriza muitas obras do sistema viário, impõe a necessidade dessas simplificações e análises integradas.

REFERÊNCIAS

AASHTO (1993). Guide for Design of Pavement Structures. Volume I & II, Joint Force on Pavements, Highway Subcommittee on Design, American Association of State Highway and Transportation Official. Washington D.C. 700 p.

AASHTO (2008). Mechanistic-Empirical Pavement Design Guide: A Manual of Practice. American Association of State Highway and Transportation Official Interim Edition, Washington D.C., 212 p.

AMU, O.O.; BAMISAYE, O.F. & KOMOLAFE, I.A. (2011). The Suitability and Lime Stabilization Requirement of Some Lateritic Soil Samples as Pavement. International Journal of Pure and Applied Sciences and Technology, pp 29-46.

ANGELIM, R.R. (2005). Influência do Procedimento de Misturas da Cal Hidratada ao Solo no Comportamento do Solo Estabilizado para Fins de Pavimentação Rodoviária. II Simpósio sobre solos tropicais e processos erosivos no Centro-Oeste, Goiânia, pp. 261-266.

AYALA, R.J.L. (2020). Melhoria de solos com fibras provenientes da indústria avícola. Tese de Doutorado G.TD - 159/2020, Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Universidade de Brasília, 272 p.

Bernucci, L.L.B. (1995). Considerações sobre o dimensionamento de pavimentos utilizando solos lateríticos para rodovias de baixo volume de tráfego. Tese de Doutorado. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 237 p.

CAMAPUM DE CARVALHO, J. (2017). Solo como material de construção. IBRACON - Materiais de Construção Civil. 3ª Edição. 1: 538-574.

CAMAPUM DE CARVALHO, J.; CRISPEL, J.J.; MIEUSSENS, C. & NARDONE, A. (1987). La recosntituion des éprouvettes en laboratoire: Théorie et pratique opératoire. Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Rapport de recherche LPC N° 145, Paris, França, 54 p.

CAMAPUM DE CARVALHO, J.; FARIAS, M.M. & REZENDE, L.R. (2012). Infiltração em pavimentos: problemas e soluções. CARVALHO, J.C.; GITIRANA JÚNIOR, G.F.N.

& CARVALHO, E.T.L. (orgs.). Tópicos sobre infiltração: teoria e prática aplicadas a solos tropicais. Faculdade de Tecnologia, Brasília, p. 607-620.

CAMAPUM DE CARVALHO, J. & GITIRANA JR, G.F.N. (2006). Análise preliminar do desenvolvimento de trincas em pavimentos construídos na Região Amazônica. XXXVII RAPv/11º ENACOR. Goiânia, v. 1, 10 p.

CAMPAPUM DE CARVALHO, J. & GITIRANA JR., G.P.N. (2021). Unsaturated soils in the context of tropical soils. In: *Soils and Rocks*, 44(3). www.soilsandrocks.com

CAMAPUM DE CARVALHO, J.; GUIMARÃES, R.C. & PEREIRA, J.H.F. (2002). Courbes de Retention d'eau d'un profil d'alteration. Third International Conference on Unsaturated Soils, Recife, v. I, pp. 289-294.

CAMAPUM DE CARVALHO, J.; KONRAD, J. & MUMA, M. (2000). Fluência em material granular estabilizado com emulsão. XXXII Reunião Anual de Pavimentação, Brasília, v. I, pp. 175-183.

CAMAPUM DE CARVALHO, J. & LEROUEIL, S. (2004). Curva característica de sucção transformada. *Solos e Rochas*, (27) 3: 231-242.

CAMAPUM DE CARVALHO, J. & PEREIRA, J.H.F. (2001). Estudo do comportamento mecânico dos solos não saturados com base na sucção normalizada. IV Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados, Porto Alegre, pp.134-148.

CAMAPUM DE CARVALHO, J.; PEREIRA, J.H.F. & GUIMARÃES, R.C. (2002). Etfondrement de Sols Tropicaux. Third International Conference on Unsaturated Soils, Recife, v. II, pp. 851-856.

CAMPOS, I.C.O.; GUIMARÃES, E.M.; CAMAPUM DE CARVALHO, J. (2008). Busca de entendimento da curva característica de materiais expansivos. XIV COBRAMSEG, Búzios, pp. 1-8.

CARDOSO, F.B.F. (1995). Análise química, mineralógica e micromorfológica de solos tropicais colapsíveis e o estudo da dinâmica do colapso. Dissertação de Mestrado, D.DM-026A/1995, Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Universidade de Brasília, DF, 142 p.

CARVALHO, M.N. (1995). Análise mineralógica de um perfil de solo do Distrito Federal através de raios X. Seminário sobre Geotecnia dos Solos Tropicais, Universidade de Brasília, pp. 1-7.

CERATTI, J.A.P.; GEHLING, W.Y.Y. & NÚÑEZ, W.P. (2004). Seasonal variations of a subgrade soil resileint modulus in southern Brazil. *Transportation Research Record*, Washington, D.C., 1874: 165-173.

COELHO, J. A.; AQUINO, S. C. N. & CAMAPUM DE CARVALHO, J. (2016). Análise da influência da qualidade da água na compactação de solos tropicais. Brasília: ABPv, Proc. 45ª RAPv, 19º ENACOR, pp. 1-13.

DE WERK, S.M. (2000). Estudo da influência da estrutura no comportamento resiliente de solos compactados. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre. 154 p.

DELGADO, A.K.C. (2007). Estudo do comportamento mecânico de solos tropicais característicos do Distrito Federal para uso na pavimentação rodoviária. Tese de Doutorado G. TD - 045A/07, Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Universidade de Brasília, 392 p.

FAR, S. Y. Z.; KASSIM, K. A.; EISAZADEH, A. & KHARI, M. (2013). An evaluation of the tropical soils subjected physicochemical stabilization for remote rural roads. *Procedia Engineering*, 54: 817-826.

FARIAS, W.M.; CAMAPUM DE CARVALHO, J.; DA SILVA, G.F.; CAMPOS, I.C.O. & SANTOS NETO, P.M. (2011). Influência da compactação nos micro e mesoporos nanoestruturados e na área superficial específica de um solo laterítico. VII Simpósio Brasileiro de Solos não Saturados, Pirenópolis, GO, v. 1, pp. 169-175.

FREITAS, J.E. (2018). Uso de Cinza da casca de arroz na estabilização de solos para uso em pavimento rodoviário. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Universidade de Brasília, G.DM-302/2018, 114 p.

GEHLING, W.Y.Y.; CERATTI, J.A.P.; NÚÑEZ, W.P. & RODRIGUES, M.R. (1998a). A study of the influence of suction on the resilient behavior of soils from southern Brazil. *International Conference on Unsaturated Soils*, v. I. pp. 47-53.

GEHLING, W.Y.Y.; CERATTI, J.A.P.; NÚÑEZ, W.P. & NAKAHARA, S. M. (1998b). Soil suction and *in situ* resilient modulus – A study developed at a Pavement Testing Facility in southern Brazil. *International Symposium on subdrainage in roadways pavements and subgrades*, Granada, Espanha, Asociación Técnica de Carreteras, v. I, pp. 137-144.

GONDIM, L. M. (2008). Estudo experimental de misturas solo-emulsão aplicado às rodovias do Agropólo do baixo Jaguaribe/estado do Ceará. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, 12 p.

GRIM, R.E. (1962). *Applied clay mineralogy*. McGraw-Hill Book Company, New York, 422 p.

GUIMARÃES, R.C.; CAMAPUM DE CARVALHO, J. & FARIAS, M.M. (1997). Tecnologia de pavimentação de baixo custo com uso em bases de solos lateríticos para rodovias de baixo volume de tráfego. X Simpósio Internacional de Pavimentação de Rodovias de Baixo Volume de Tráfego, ABPv, Rio de Janeiro, Brasil, v. II, pp. 469-477.

KLINCEVICIUS, M.G.Y. (2012). Estudo de propriedades, de tensões e do comportamento mecânico de lastros ferroviários. Dissertação de Mestrado. Departamento de Engenharia de Transportes da Escola Politécnica da USP, São Paulo, 171 p.

LAMBE, T.W. (1958). The structure of compacted clay. ASCE, J. Soil Mech. Found. Div., 84(SM2): 1654/1-1654/34.

LUCENA, L.C.F.L. (2012). Estudo da aplicação da mistura solo-lodo em base e sub-base de pavimentos. Tese de Doutorado. Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 263 p.

MEDINA, J.; MOTTA, L.M.G. Mecânica dos Pavimentos. 3 ed., Rio de Janeiro: Inteciência, 2015, 638p

MICIELLI, JR. (2006). Comportamento de Solos do Estado do Rio de Janeiro Estabilizados com Emulsão Asfáltica. Dissertação de Mestrado. Instituto Militar de Engenharia, Rio de Janeiro, 455p

MIELENZ, R.C. & KING, M.E. (1955). Physical-chemical properties and engineering performance of clays. Calif. Div. Mines Bull. 169, pp. 196-254.

NOGAMI, J.S. & VILLIBOR, D.F. (1995). Pavimentação de baixo custo com solos lateríticos. Vilibor, São Paulo, 213 p.

NÚÑEZ, W.P. (1997). Análise experimental de pavimentos rodoviários delgados com basaltos alterados. Tese de Doutorado, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 291 p.

OLIVEIRA, J.C. (2007). Indicadores de Potencialidades e Desempenho de Agregados Reciclados de Resíduos Sólidos da Construção Civil em Pavimentos Flexíveis. Tese de Doutorado G.TD - 049A/07, Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Universidade de Brasília, 167 p.

PESSOA, F.H.C. (2004). Análise dos solos de Urucu para fins de uso rodoviário. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Geotecnia Universidade de Brasília, 151 p.

PESSOA, F.H.C. (2012). Avaliações Funcional e Estrutural de Trechos de Rodovias no Distrito Federal Construídos com Diferentes Materiais. Tese de Doutorado. Publicação G.TD-078/2012, Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Brasília, 210 p.

PINTO, L.L.C.A. (2011). O desempenho de pavimentos permeáveis como medida mitigadora da impermeabilização de solo urbano. Tese de Doutorado. Departamento de Engenharia Hidráulica e Ambiental da Escola Politécnica da USP, 255 p.

PMSP. (2013). ETS-03/2013 – Pavimentos Permeáveis com Revestimento Asfáltico Poroso – CPA. Prefeitura do Município de São Paulo, São Paulo, 14 p.

REZENDE, L.R. (2003). Estudo do Comportamento de Materiais Alternativos Utilizados em Estruturas de Pavimentos Flexíveis. Tese de Doutorado. Publicação G.TD-014A/03, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, 372 p.

ROLLINGS, M.P; ROLLINGS, R.S & DAVIT, A.J. (2002). Tropical Pavement Construction. www.pavement.wes.army.mil/papers/64/paper64.PDF. Acessado em 15/08/2015

SANTOS, A.D. (2003). Estudo das possibilidades de reciclagem dos resíduos de tratamento de esgoto da região metropolitana de São Paulo. Dissertação de Mestrado. Universidade de São Paulo. 265 p.

SENAHA, S.C.F. (2019). A quartzilização em perfis de intemperismo tropical. Brasília: Dissertação de Mestrado G.DM. – 332/2019, Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Universidade de Brasília, 159 p.

SILVA, A.M. (2015). Estudo de parâmetros Proctor no comportamento mecânico dos solos. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal de Campina Grande. 189 p

TEIXEIRA, D.I.B.; MARINO, D.M.; PAULA, G.F. & CAMAPUM DE CARVALHO, J. (2019). Estudo da estabilização química de um solo tropical do Distrito Federal com adição de cal. Brasília: 21º ENACOR. 9 p.

VALENCIA, Y.G.; MUNIZ, M.F.; CAMAPUM DE CARVALHO, J. & CARDAO NETO, M.P. (2007). Determinação dos parâmetros da envoltória de ruptura em solos não saturados a partir de diversos ensaios simples de laboratório. VI Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados, Salvador, Bahia, v. I, pp. 339-342.

VILLIBOR, D.F.; NOGAMI, J.S.; BELIGNI, M. & CINCERRE, J.R. (2000). Pavimentos com solos lateríticos e gestão de manutenção de vias urbanas. Associação Brasileira de Pavimentação/Universidade Federal de Uberlândia, São Paulo, 138 p.

Virgiliis, A.L.C. (2009). Procedimentos de projeto e execução de pavimentos permeáveis visando retenção e amortecimento de picos de cheias. Dissertação de Mestrado. Departamento de Engenharia de Transportes da Escola Politécnica da USP. 196 p.

YOUNOUSSA, M; KARFA, T.; RAGUILNABA, O; KALSIBIRI, K; PHILIPPE, B & JEAN, T. (2008). Geotechnical, mechanical, chemical and mineralogical characterization of a lateritic gravels of Sapouy (Burkina Faso) used in road construction. *Construction and Building Materials*, 22: 70-76.

Capítulo 29

CONSIDERAÇÕES SOBRE AS PROPRIEDADES E COMPORTAMENTOS DOS SOLOS NÃO SATURADOS

José Camapum de Carvalho
Gilson de F. N. Gitirana Jr.
Sandro Lemos Machado
Márcia Maria dos Anjos Mascarenha
Francisco Chagas da Silva Filho
Roger Augusto Rodrigues

1. INTRODUÇÃO

Apresentam-se, neste capítulo, algumas questões sobre as propriedades e os comportamentos dos solos não saturados. Muitas delas, certamente, são tratadas ao longo dos capítulos que compõem o livro; outras, são abordadas em perspectivas distintas das aqui expostas.

Inicialmente, serão discutidas peculiaridades sobre as propriedades e os comportamentos dos solos, em especial, dos solos não saturados, para, em seguida, contextualizá-las em diferentes situações nas obras geotécnicas.

Não é objetivo deste capítulo estabelecer verdades, mas apontar importantes incógnitas a serem consideradas na construção do entendimento das propriedades e dos comportamentos dos solos não saturados. Não se pretende semear dúvidas, mas sim colocar os benefícios da reflexão quando se está a estudar tema ainda pouco conhecido e, que em muitos aspectos, não se distancia dos solos saturados, tópico um pouco mais conhecido.

As discussões aqui apresentadas possuem cunho mais filosófico que técnico, pois o técnico, mesmo que essencialmente prático, termina encontrando fundamento na filosofia, no refletir a partir da dúvida, para, só então, alcançar um *status* de verdade, ainda que efêmera.

2. QUESTÕES SOBRE PROPRIEDADES DOS SOLOS NÃO SATURADOS

A primeira grande pergunta, em se tratando de solos não saturados, seria quais propriedades seriam relevantes para o seu estudo e entendimento: propriedades físicas, químicas, mineralógicas, moleculares, atômicas, etc.?

A mineralogia constitui-se, provavelmente, o principal fator controlador do tamanho, da forma e das propriedades físicas e químicas das partículas do solo, intervindo diretamente em seu comportamento hidromecânico. Cabe, no entanto, entender que ela advém da estrutura química formada e esta da natureza dos elementos químicos, cujo entendimento completo é desafiador. Esses elementos químicos possuem constituição e natureza próprias. Alguns minerais têm particular relevância para o entendimento do comportamento hidromecânico dos solos na condição saturada e não saturada, pela frequência com que estão presentes e pela influência que exercem sobre esse comportamento, mesmo não sendo, muitas vezes, os minerais predominantes na composição do solo.

Em perfis de solos tropicais, como grande parte dos solos brasileiros, a questão mineralógica assume ainda maior importância devido à sua diversidade ao longo desses perfis, a qual influi diretamente nas propriedades físico-químicas e no comportamento hidromecânico do solo. Partindo da rocha composta por minerais primários geralmente menos ativos, a ação intempélica leva à formação dos saprólitos e, em seguida, dos solos saprolíticos ricos, em especial, em minerais primários e já contendo minerais secundários, como a illita e a montmorilonita, mas não necessariamente os dois ou qualquer deles. Na continuidade da ação intempélica, surge uma zona de transição na qual se fazem presentes minerais secundários como os citados e outros neoformados, como a caulinita e a haloisita. Prosseguindo na intemperização do perfil de solo a partir da rocha, surgem os solos profundamente intemperizados, ricos em minerais, como caulinita e haloisita, e em oxi-hidróxidos de ferro e alumínio. Minerais primários resistentes ao intemperismo, como o quartzo, podem se mostrar presentes ao longo de todo o perfil, cabendo destacar que o quartzo, geralmente entendido como um mineral apenas primário, pode ser neoformado (Senaha, 2019).

Ainda sobre a importância da composição mineralógica dos solos, no caso dos solos profundamente intemperizados contendo agregados, embora ela seja relevante para a formação dos próprios agregados, dada a situação de bloqueio posicional das partículas que integram o volume agregado, ela tem, quando considerada em sua totalidade, importância reduzida. A Figura 23a, mostrada no Capítulo 28 deste livro (Gheling *et al.*, 2022), ilustra a situação de presença de um pacote de argila no interior de um agregado laterítico que, embora possa ser relevante para a concreção em si, não interfere no comportamento hidromecânico do solo que a possui, tornando relativa a composição mineralógica em situações similares. Cabe salientar que essas agregações são passíveis de serem destruídas. Dada a relevância da composição mineralógica dos solos para as suas propriedades e comportamento, fica aqui, diante da situação posta, a questão: qual composição mineralógica do solo considerar, por exemplo, no estudo da estabilização química de um solo ou na análise da forma de uma curva característica de retenção de água?

Portanto, surgem as questões: como considerar essa dinâmica mineralógica no estudo de outras propriedades, como estrutura, distribuição granulométrica, forma da curva característica de retenção de água e no próprio comportamento hidromecânico? Em qual horizonte de tempo e sob quais condições ambientais essa dinâmica mineralógica pode ser considerada como algo estático, uma propriedade intrínseca do solo?

A química, por sua vez, interfere diretamente nas propriedades dos minerais e no caso dos argilominerais a eles confere por meio de trocas iônicas, propriedades e comportamento que se alteram em consequência dessas trocas (Grim, 1962). Logo, diante de cons-

tantes alterações ambientais, como avaliar as possibilidades dessas trocas e seus impactos em questões de engenharia como a capacidade de carga das fundações e a estabilidade de encostas? Qual seria a dinâmica da curva característica de retenção de água e do próprio comportamento hidromecânico em consequência de tais alterações? Como considerar essas questões no âmbito dos estudos sobre os solos não saturados? Como interferirão as alterações da sucção osmótica com a mudança da química do meio nas propriedades e comportamento dos solos?

Indo agora para as propriedades físicas, aparentemente as mais simples das propriedades, pode-se colocar a questão inicial: como se formam e se transformam as estruturas dos solos ao longo do tempo, mesmo quando compactados? Geralmente, elas são consideradas como estáticas ao longo do tempo, mas não deixam de passar por transformações mais ou menos severas em função dos ciclos de energias atuantes, tais como: ciclos de energia natural como insolação e vento e ciclo de energia artificial, como os carregamentos repetitivos nas estruturas de pavimento. Em ambos os exemplos, a porosidade do solo tende a ser alterada com o tempo e há possibilidade de migração de compostos químicos devido ao fluxo em meio saturado e não saturado, como mostrou Lima (2003) ao estudar erosões do Distrito Federal. Mas qual o impacto dessas e de outras modificações estruturais na curva características de retenção de água e no comportamento hidromecânico dos solos? A partir de qual momento ou situação eles seriam relevantes? Ainda sobre as propriedades físicas, como as quebras de agregados e microagregados durante um processo de compactação ou mesmo durante a vida útil de uma construção impactam na curva característica de retenção de água e no comportamento hidromecânico do solo? E quais seriam as implicações das expansões estruturais e/ou mineralógicas que ocorrem em cortes atingindo solos pouco intemperizados, para as propriedades e comportamento dos solos não saturados? Camapum de Carvalho e Gitirana Jr. (2021) mostram a importância de se considerar a estrutura e mineralogia dos solos quando se estudam as propriedades e os comportamentos dos solos.

Observa-se, deste item, que a percepção atual considerando o solo de modo estático no tempo e no espaço conduz a muitas interrogações. Logo, mesmo análises aparentemente contraditórias que podem ter sobressaído ao longo deste livro, certamente, são oriundas de enfoques distintos dessa dinâmica temporal e da influência espacial e merecem maior reflexão rumo ao avanço do conhecimento sobre as propriedades e comportamento dos solos não saturados.

3. QUESTÕES SOBRE A CURVA CARACTERÍSTICA DE RETENÇÃO DE ÁGUA

Para início das discussões, coloca-se a questão: qual o nome apropriado, curva característica? Curva característica de retenção de água? Curva característica solo-água ou ainda uma outra? A questão parece irrelevante, mas encontrar uma convergência, sem a pretensão de que o título proposto seja o mais apropriado, pode ser algo positivo, pois contribuirá para a uniformização da linguagem.

Geralmente, determina-se a curva característica de retenção de água para um determinado estado físico, químico e mineralógico do solo, mas ao longo do tempo ou mesmo espacialmente algumas, e, muitas vezes, todas essas propriedades não passariam por alterações que afetariam a própria curva característica de retenção de água? Lima (2003), ao

estudar perfis de solo próximos a ravinas e voçorocas do Distrito Federal, verificou que sim, como ilustra a Figura 1, obtida para amostras indeformadas coletadas em poços realizados a 3 m (Poço “1”) e a 20 m (Poço “2”) da face do talude da erosão por ela intitulada Ceilândia 2. Logo, é importante que, ao se determinar uma curva característica de um solo, reflita-se sobre sua representatividade espacial e ao longo do tempo.

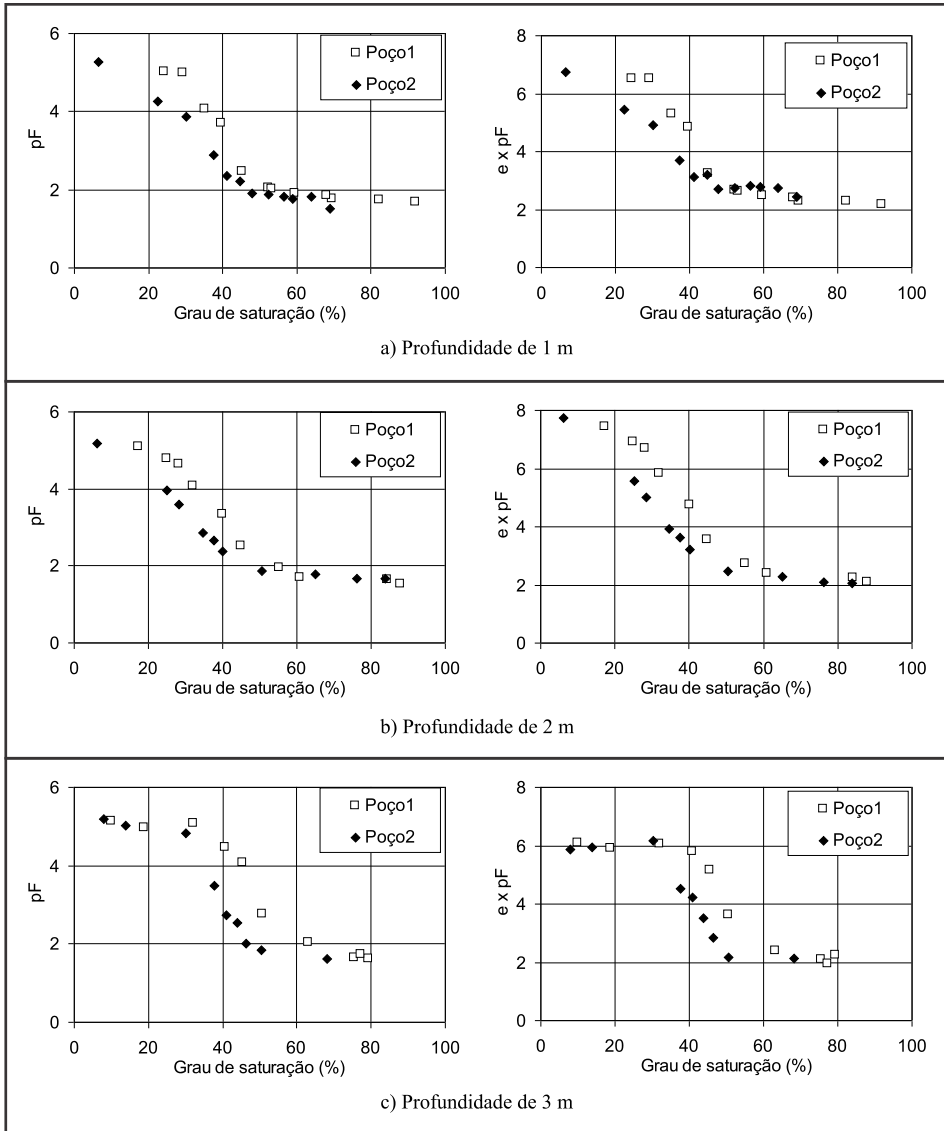


Figura 1 – Curvas características obtidas para três profundidades localizadas a 3m e 20m de um talude de erosão

Verifica-se, na Figura 1, que as curvas de $e.pF$ (pF é o logaritmo da sucção em centímetros de coluna de água) em função do grau de saturação (S_r) não convergem para uma curva única conforme proposto por Camapum de Carvalho e Leroueil (2004), o que indica que o índice de vazios não é o único elemento alterando a curva característica, concluindo-se que ocorre mudança nas propriedades do solo com o fluxo em direção ao talude no perfil de solo localizado a 3m de distância do talude da voçoroca. A mudança não só na curva característica como nas propriedades que a motivaram em consequência das novas condições de drenagem impostas ao maciço pela ocorrência da erosão aponta para a necessidade de se considerar, em casos similares, a dinâmica temporal e espacial da curva característica.

Muitas vezes, a diferença verificada entre curvas características determinadas para as trajetórias de umedecimento e de secagem podem levar a essa percepção da influência da temporalidade nas propriedades e no comportamento dos solos não saturados. Dentre outros, a diferença verificada pode ser devido a modificações estruturais ou a fenômenos temporais, pois as variações de sucção podem levar à compressão ou expansão do solo segundo a trajetória seguida seja, respectivamente, de secagem ou de umedecimento, que só se estabilizam com o passar do tempo, por vezes, muito tempo. É certo que, nas determinações da sucção com base em pesagens, como na técnica do papel filtro, a sua estabilização é quase sempre devida à limitação na precisão da balança, pois, assim como na consolidação secundária, as deformações de contração e expansão tendem a ocorrer em uma taxa que decresce ao longo do tempo.

Ainda no que se refere às curvas características de retenção de água, dado o uso indistinto que se faz na literatura e no meio técnico dos termos capilaridade e sucção, cabem as perguntas: são eles termos sinônimos? Distingui-los seria mero preciosismo? Na opinião dos autores, as respostas às duas questões postas é não, muito embora, em muitos solos, os dois fenômenos se façam concomitantemente presentes. Então, por que distingui-los? Primeiro, faz-se necessário conceituá-los para indicar por que distingui-los. A capilaridade é um fenômeno de natureza marcadamente física, sendo ditada pela dimensão dos poros e influenciada por suas geometrias, aspectos que definem a forma do menisco, o seu raio de curvatura. Cabe destacar que a expressão “marcadamente física” não significa “tão somente física”, visto que, do ponto de vista químico-mineralógico, é evidente que a natureza do mineral e as características do fluido exercem influência no fenômeno capilar. A sucção, por sua vez, engloba os fenômenos físicos da capilaridade e outros fenômenos, de natureza predominantemente eletroquímica, devido às forças de adsorção do mineral que dependem, predominantemente, da mineralogia do solo e da química do fluido, com destaque para a sua polaridade e/ou constante dielétrica, embora sofra influência da porosidade. Portanto, os fatores intervenientes na capilaridade e na sucção são os mesmos, mas a forma e o grau de intervenção nas propriedades e no comportamento hidromecânico dos solos não saturados são, em grande parte dos casos, distintos.

Assim, por exemplo, qual seria a forma como o fenômeno capilar e a sucção intervem na resistência dos solos não saturados? Seria na coesão? Seria na tensão normal, ampliando a força de atrito interpartículas? Sendo a capilaridade um fenômeno mais físico, sua maior contribuição, provavelmente, dá-se alterando a tensão normal entre os grãos, o que modifica a força de atrito, mas que não deixa de contribuir para o surgimento de certa

coesão, mesmo que pequena, por intervenção da orientação molecular da água ao longo da intitulada membrana contrátil formada na interação água-ar. Isso sem se adentrar amíúde na célebre teoria adesiva do atrito de Terzaghi. Tratando-se, porém, de sucção, como o fenômeno depende, em maior escala, da energia de adsorção dos minerais, dependendo das proporções entre a energia capilar e a energia de adsorção, sua contribuição será predominantemente para a coesão, embora a junção da zona de hidratação de dois minerais vizinhos termine gerando certo efeito capilar, com as discutidas intervenções no comportamento, lembrando que entre partículas de argila o contato se dá, salvo raras exceções, por meio da água.

A análise de várias questões de ordem prática e de fundamentos mostra que entender os fenômenos definidores das propriedades e do comportamento dos solos não saturados é de suma importância, embora seja o entendimento fenomenológico, muitas vezes, para não dizer quase sempre, relegado a um segundo plano. A título de exemplo, a literatura, incluindo monografias, dissertações e teses, reporta, com certa frequência, o aumento do ângulo de atrito dos solos tropicais com o aumento da sucção. Isso se dá, em especial, nos solos profundamente intemperizados contendo agregados e microagregados, mas pode ocorrer, também, nos solos menos intemperizados contendo pacotes de argila e torrões formados na fase de preparação de amostras, preparação que, muitas vezes, leva à completa descaracterização do que é realmente o solo. Essa percepção é ampliada quando se usa o ensaio de cisalhamento direto. Camapum de Carvalho e Gitirana (2005) mostraram, por meio de experimentos usando esferas de vidro, que, no caso do ensaio de cisalhamento direto, o aumento se dá porque os agregados e microagregados, ao ganharem resistência com o aumento da sucção/capilaridade, fazem com que a superfície de ruptura contorne tais agregados aumentando, assim, a área cisalhada e, por consequência, a força cisalhante que, ao ser dividida por um área considerada constante, termina por ampliar a resistência ao cisalhamento e o ângulo de atrito calculado. Tem-se, então, o entendimento do fenômeno e faz-se, agora, necessária melhor avaliação de seu impacto sobre problemas práticos envolvendo os solos não saturados.

Realçando-se a importância da interação fluido-mineral e, por consequência, da composição do mineral e do fluido, Grim (1962) apresenta resultados oriundos de Samuels (1950), mostrando o impacto dos cátions trocáveis na resistência ao cisalhamento de uma bentonita e de uma caulinita, sendo ela importante na bentonita e pequeno na caulinita. Em termos de ângulo de atrito, a bentonita apresentou significativa variação em função dos cátions trocáveis, tendo sido desprezível para a caulinita, invertendo-se esse comportamento em relação à coesão. Como provavelmente os resultados foram obtidos para o solo saturado, mas mesmo que tenham sido obtidos para os solos em estado não saturado, fica aqui a pergunta: seria ou não relevante o impacto da sucção osmótica e de suas variações no comportamento hidromecânico dos solos, em especial daqueles que estão sendo submetidos a alterações químicas do meio por meio de estabilizações químicas e infiltração de águas contaminadas?

Outro aspecto que chama a atenção para a necessidade de se entender os fenômenos envolvendo as propriedades e comportamento dos solos não saturados diz respeito à relação entre a distribuição de poros e a forma da curva característica de retenção de água. Dessa relação, advêm as propostas de obtenção da curva característica de retenção

de água a partir da curva granulométrica ou a partir da distribuição de poros, sendo que, nesse último caso, também existe a proposta de obtenção da distribuição de poros a partir da curva característica de retenção de água (Mascarenha, 2008), mas quais fenômenos estariam envolvidos nesses mecanismos de inter-relação?

Gitirana Jr. *et al.* (2006) mostram que a curva característica de retenção de água dos solos profundamente intemperizados pode ser estimada a partir das curvas granulométricas se considerada, na definição da zona de microporos da curva característica, a granulometria com defloculante e para a zona de macroporos a granulometria sem defloculante, mas por que tal compartimentação? Qual a explicação? Que fenômenos estariam envolvidos? Hoje, já com outro olhar, certamente, os autores daquele trabalho e que a esse, em parte, subscrevem em coautoria com outros colegas, arriscariam apresentar a seguinte percepção fenomenológica: em nível de microporos, está agindo a sucção, ou seja, a energia de adsorção das partículas de argila, daí ser importante o conhecimento das dimensões dos grãos de forma individualizada, enquanto, em nível de macroporos, a atuação da energia oriunda da interação água-solo tem natureza capilar, pois se dá entre os agregados, fazendo-se necessário conhecer o solo nesse estado, ou seja, a granulometria do solo em estado agregado. Nos macroporos, só a interação mineral-água dos minerais presentes na superfície dos agregados ou presentes de forma independente no solo vão contribuir para a sucção matricial. Assim, isso tem implicações de ordem prática sobre o comportamento mecânico, pois, se o fenômeno é de origem capilar, ele interfere nas tensões normais interpartículas e, se tem sede na sucção sua interferência tende a se dar de modo predominante na coesão. Provavelmente, aqui estariam, dependendo da natureza químico-mineralógica dos agregados, envolvidos os aspectos capilaridade e sucção, mas essa é uma questão que fica para a reflexão do leitor.

Essa breve exposição aponta para a relevância de se conhecer e distinguir os fenômenos capilares e de sucção em geral, pois enquanto, na capilaridade, o arranjo físico das partículas define o comportamento do solo para uma determinada umidade, na atuação da sucção, o comportamento pode ser modificado a partir de intervenções de natureza química, devendo ficar claro que, se a química altera a característica física, ela vai, também, de modo marcante, intervir no fenômeno capilar.

Considerando-se, agora, a forma da curva característica de retenção de água, um primeiro ponto a considerar é o relativo à escala e unidade utilizada, pois, muitas vezes, não se consideram os seus efeitos na interpretação dos resultados. Por exemplo, o ideal é trabalhar com a sucção em função da umidade gravimétrica ou do grau de saturação sem falar de outros índices físicos como a umidade volumétrica? Depende da interpretação que se pretende dar aos resultados, pois, por exemplo, a umidade gravimétrica representa apenas o potencial de retenção de água pelos minerais, mesmo que por intervenção do fenômeno capilar; já o grau de saturação ou a umidade volumétrica envolve, também, a porosidade por meio do índice de vazios no primeiro caso e o volume total, incluindo o volume de vazios, no segundo.

Outras questões sobre a forma da curva características são relevantes, pois permitem, a partir de suas observações, retirar informações sobre as propriedades e comportamento dos solos. Por exemplo, teria alguma relevância prática a maior ou menor inclinação do trecho inicial da curva característica traçada em função do grau de saturação,

trecho entre a pressão nula e a pressão correspondente a entrada de ar no solo? A própria pressão de entrada de ar estabeleceria uma fronteira de comportamento mecânico para os solos? É possível, em ambos os casos, perceber que sim. A inclinação do trecho inicial da curva apontada no primeiro caso se refere às variações volumétricas ocorridas no solo, seja de expansão, no caso da trajetória de umedecimento, seja de contração na trajetória de secagem, variações volumétricas que não são, normalmente, consideradas no traçado da curva característica de retenção de água. No segundo caso, a energia predominantemente capilar que surge na superfície do corpo como um todo se distribui sobre ele, mas atuando apenas na superfície, o que confere menor impacto sobre o comportamento do solo. A Figura 2a, obtida a partir dos resultados mostrados por Machado e Vilar (1998) e apresentada por Camapum de Carvalho e Pereira (2001), mostra, se considerado um índice de vazios igual a 1, que a coesão dos solos analisados tende para zero para um valor de sucção maior que zero, ou seja, isso só seria possível se a sucção atuasse só na superfície do corpo de prova e seu efeito fosse distribuído nele como um todo e se o solo fosse desprovido de coesão, porém, a Figura 2b mostra que, à exceção da profundidade de 2 m, o solo possui certa coesão efetiva (c').

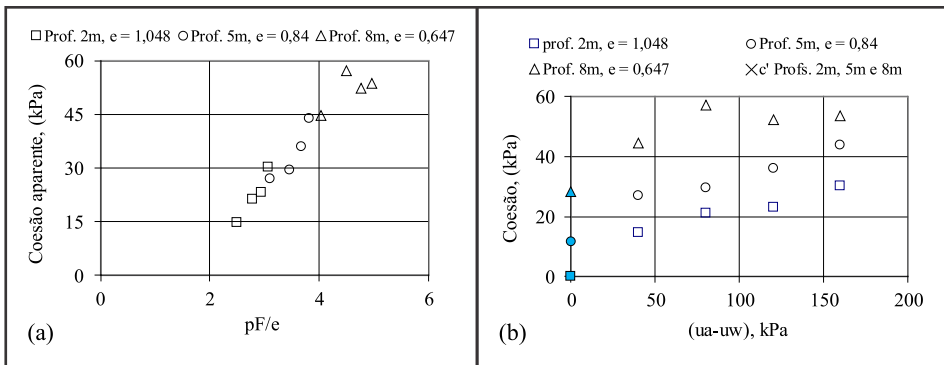


Figura 2 – Coesão em função de pF/e (a) e de $(u_a - u_w)$ (b) (modificado de Machado e Vilar, 1998)

Várias outras questões podem ser colocadas sobre a relação existente entre a forma da curva característica de retenção de água e as propriedades e comportamento dos solos. Por exemplo, qual sua relação com as características de expansividade mineralógica do solo (Campos *et al.*, 2008)? Qual sua relação com a distribuição de poros no solo e, por consequência, com o comportamento do solo, já que este depende diretamente da distribuição de poros (Camapum de Carvalho e Pereira, 2002)? Qual sua relação com a forma da curva de compactação do solo?

Enfim, várias outras questões relevantes poderiam ser formuladas e encontrarem resposta na forma da curva característica, mas ficam aqui duas últimas questões para reflexão: a) do ponto de vista prático, aplicado, qual trajetória seguir na determinação da curva característica de retenção de água, a de molhagem, a de secagem ou a mista? A chave da resposta encontra-se na palavra “depende”, então, convidamos o leitor a refletir sobre

as situações em que cada uma delas se aplica; b) com os atuais níveis de contaminação do ar, da água, inclusive a da chuva, e do solo, não seria relevante ampliar os estudos sobre a influência da sucção osmótica e de suas alterações nas propriedades e no comportamento dos solos não saturados e mesmo dos solos saturados?

4. QUESTÕES SOBRE O COMPORTAMENTO DOS SOLOS NÃO SATURADOS

O comportamento dos solos não saturados está diretamente ligado ao estado hídrico e de porosidade em que ele se encontra. É evidente que outros fatores, como a química do meio, a temperatura e o nível de tensão atuante, interferem no comportamento. Contudo, atendo-se aos fatores umidade e porosidade e considerando-se os demais como constantes, é possível ser colocada uma primeira questão de cunho geral: que limites e condições impor aos estudos realizados em laboratório para que os resultados obtidos se apliquem em um projeto e na execução da obra sem restrições? Essa é uma questão que, apesar de simples, requer reflexão, pois, em uma obra, por exemplo, um projeto de fundação em estacas hélice contínuas ou a construção de um aterro ou ainda a execução de um corte, podem ser acarretadas variações significativas de umidade e mesmo de porosidade em zonas de interesse até que se estabeleçam as condições de equilíbrio de umidade e de porosidade, as quais podem ser distintas das estudadas em laboratório. Considerando-se ainda o mesmo exemplo, qual o papel da sucção atuante no solo quando da execução de uma estaca hélice contínua, tendo em vista que tal sucção captará para o solo compostos químicos presentes no concreto, podendo afetar sua estabilidade textural e estrutural (Ayala, 2020; Wanderley Neto, 2020)?

Particularizando-se para o caso dos solos compactados, sabe-se que as condições fixadas para a realização de uma determinada obra compreendem um grau de compactação mínimo e uma faixa de umidade, gerando, assim, mais de uma condição de sucção para o solo compactado. Com o passar do tempo, dependendo da situação, a obra passará não só durante a construção como durante a sua vida útil por modificações de porosidade, umidade e sucção. Esse conjunto de variações de umidade e porosidade e, por consequência, de sucção, amplia indiscutivelmente o volume de estudos experimentais a serem realizados em laboratório para que se conheça, de modo amplo, o comportamento do solo. Essa ampliação no volume de estudos requer tempo e recursos financeiros, apontando para a necessidade de formulação de hipóteses simplificadoras e de concepção de métodos de estudo e análise que permitam a otimização dos dois fatores mencionados anteriormente. Nesse ponto, embora não seja objetivo deste capítulo tratar amiúde desse tema, é válido que sejam indicadas técnicas simplificadoras que podem ser usadas em estudos preliminares e nos casos em que não se disponha de recursos para estudos mais detalhados.

Existem, na literatura, algumas proposições nesse sentido. Por exemplo, Vilar e Rodrigues (2007) apresentam “métodos expeditos para previsão de resistência de solos não saturados e identificação de solos colapsíveis”.

Para a previsão da resistência, Vilar e Rodrigues (2007) fazem uso de uma função hiperbólica cujos parâmetros são obtidos a partir da resistência efetiva do solo saturado e da resistência do solo seco ao ar. Segundo os autores, pode-se usar, ainda, na formulação, em lugar da resistência do solo seco ao ar, a resistência do solo com certa umidade, des-

de que a sucção nele atuante seja superior à máxima atuante no problema sob análise. Em ambos os casos, os autores reportam ter encontrado boa concordância entre os resultados estimados a partir desse método e resultados obtidos experimentalmente.

Nos ajustes, Vilar e Rodrigues (2007) utilizaram a Equação (1), na qual c' é a coesão efetiva determinada a partir do solo saturado, a e b são parâmetros de ajuste e $(u_a - u_w)$ é a sucção matricial atuante no solo.

$$c = c' + \frac{(u_a - u_w)}{a + b(u_a - u_w)} \quad (\text{Eq. 1})$$

Buscando manter o caráter simples da proposta, os autores consideram que a taxa de ganho de resistência com a sucção para valores de sucção que tendem a zero é função da tangente de ϕ' (Equação 2).

$$a = \frac{1}{\tan \phi'} \quad (\text{Eq. 2})$$

Para a determinação de b , os autores recorrem ao fato de que o aumento da resistência com a sucção se dá até um determinado limite a partir do qual a resistência tende a se estabilizar, tendo-se, então, uma associação entre a resistência máxima e a umidade residual presente no solo. Em outras palavras, é considerado que, quando a sucção tende para infinito, a resistência tende para um valor máximo, que os autores intitulam c_r . Essa tendência foi mostrada por vários autores e é ilustrada na Figura 3, na qual são mostrados resultados oriundos de diferentes tipos de ensaios realizados em um mesmo solo, sendo as sucções estimadas a partir de curvas características de retenção de água (Camapum de Carvalho, 1985). Segundo propõem Vilar e Rodrigues (2007), b pode, com base no exposto, ser obtido a partir da Equação 3.

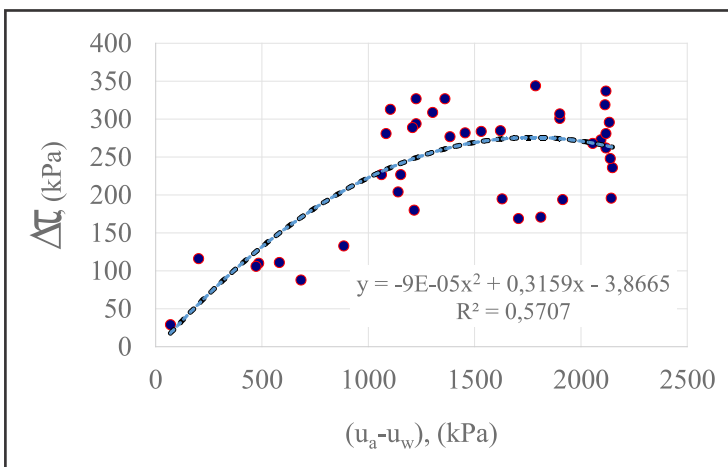


Figura 3 – Variação da resistência de um solo rico em carbonato de cálcio com a sucção (modificado Camapum de Carvalho 1985)

$$b = \frac{1}{c_r - c'} \quad (\text{Eq. 3})$$

Para a obtenção de c_r os autores recomendam o uso de ensaio sobre amostra seca ao ar, ou seja, conduzidos à umidade higroscópica.

Nos casos em que se dispõe de ensaios realizados com o solo em umidades superiores à residual, os autores propõem o uso da Equação 4. Nessa equação, c_m corresponde à máxima coesão medida para a máxima sucção matricial utilizada nos ensaios.

$$b = \frac{1}{c_m - c'} - \frac{1}{(u_a - u_w) \tan \phi'} \quad (\text{Eq. 4})$$

Coloca-se, aqui, em evidência, a acertada prudência dos autores em apresentarem a proposta como uma alternativa de previsão da resistência dos solos não saturados sem o objetivo de substituir estudos mais elaborados.

Objetivando possibilitar a obtenção de parâmetros de resistência de solos não saturados em laboratórios onde técnicas mais elaboradas não estejam disponíveis, Valencia *et al.* (2007) propuseram uma metodologia para a determinação dos parâmetros da envoltória de ruptura de solos não saturados a partir de ensaios de cisalhamento direto em amostras saturadas e de ensaios de tração indireta e de compressão simples em amostras não saturadas para as quais se determinaram as curvas características de retenção de água. É evidente que o uso dos ensaios de cisalhamento direto pode ser substituído por ensaios triaxiais, mais raros nos laboratórios pelo próprio custo do equipamento.

Na técnica proposta por Valencia *et al.* (2007), é recomendável que se defina a curva característica de retenção de água usando-se os corpos de prova que serão, em seguida, submetidos ao ensaio de tração indireta por meio de compressão diametral, o que pode ser feito pela técnica do papel filtro, como procederam os autores da proposta. A partir dessa técnica, os autores chegaram à determinação de um gráfico da coesão em função da sucção matricial (Figura 4a) obtida a partir dos ensaios de tração, compressão simples e tração-compressão simples, e de ϕ^b (ângulo de atrito em função da sucção matricial) em função da sucção matricial (Figura 4b). A diminuição da coesão a partir de um determinado valor de sucção matricial pode parecer contraditório com o discutido anteriormente e mostrado na Figura 3, no entanto, esse tipo de comportamento não é raro e pode ocorrer devido a dois fatores: 1) fissuras e microfissuras que aparecem no solo com o fenômeno da retração, que ocorre paralelamente ao aumento da sucção, principalmente, quando esse aumento de sucção se dá por exposição ao ar sem a ação de tensões confinantes; 2) em pontos onde atua o fenômeno capilar, o desaparecimento do menisco conduz ao desaparecimento da tensão capilar e por consequência à perda de resistência do solo, fenômeno facilmente visualizado quando se caminha sobre a areia de praia como retratado na imagem que compõe a capa da primeira edição deste livro *Solos não saturados no contexto geotécnica* (Camapum de Carvalho *et al.*, 2015).

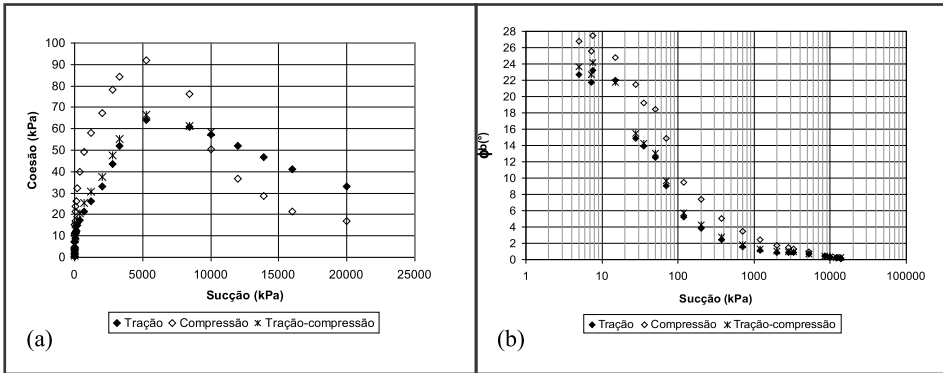


Figura 4 – a) Coesão e ϕ^b em função da sucção matricial (Valencia *et al.* 2007)

Na metodologia proposta por Valencia *et al.* (2007), considera-se que a ruptura é produzida por tração teoricamente uniforme que se acentua na região central do corpo carregado diametralmente, o que torna possível a obtenção da resistência a tração do solo (σ_{3t}) de modo indireto, conforme a Equação 5 proposta por Carneiro e Barcellos (1953).

$$\sigma_{3t} = \frac{-2P}{\pi DL} \tag{Eq. 5}$$

onde:

- D = Diâmetro da amostra,
- L = Espessura da amostra e
- P = Carga aplicada.

Com fundamento no exposto em Moraes *et al.* (2005), com base na teoria da elasticidade e no critério de ruptura de Griffith, torna-se possível relacionar a tensão máxima de tração (σ_{3t}) à resistência à tração uniaxial (σ_{1t}) por meio da Equação 6.

$$\sigma_{1t} = -3\sigma_{3t} \tag{Eq. 6}$$

Valência *et al.* (2007) indicam que, se conhecendo o ângulo de atrito efetivo do solo saturado (ϕ^s), a resistência à tração (σ_{3t}) e a resistência à compressão simples (σ_{1c}), pode-se determinar a coesão total (c), respectivamente, a partir da Equação (7) e da Equação (8).

$$\sigma_{3t} = k_p \sigma_{1t} + 2c\sqrt{k_p} \tag{Eq. 7}$$

$$\sigma_{1c} = k_p \sigma_{3c} + 2c\sqrt{k_p} \tag{Eq. 8}$$

Na Equação (8), como $\sigma_{3c} = 0$ no ensaio de compressão simples, resulta:

$$\sigma_{1c} = 2c\sqrt{k_p} \tag{Eq. 9}$$

De onde, ao se substituir a Equação (9) na (7), resulta a Equação 10.

$$k_p = \frac{\sigma_{3t} - \sigma_{1c}}{\sigma_{1t}} \quad (\text{Eq. 10})$$

Fazendo-se, então, a substituição de k_p , obtido da Equação (10) na Equação (9), determina-se a coesão total c .

$$c = \frac{\sigma_{1c}}{2\sqrt{k_p}} \quad (\text{Eq. 11})$$

Segundo Valência *et al.* (2007), para a obtenção da coesão total a partir da Equação (7) e da Equação (8), k_p deve ser determinado a partir da Equação (12), na qual o ângulo de atrito efetivo (ϕ'_{cd}) é proveniente do ensaio de cisalhamento direto, sendo a Equação (10) usada apenas no caso em que se recorre aos ensaios de resistência à tração e de compressão simples.

$$k_p = \frac{1 + \text{sen}\phi'_{cd}}{1 - \text{sen}\phi'_{cd}} \quad (\text{Eq. 12})$$

Para o cálculo do ângulo de atrito (ϕ^b) do solo, Valência *et al.* (2007) utilizam a Equação (13), na qual a sucção é oriunda da curva característica, a coesão efetiva provém do ensaio de cisalhamento direto e a coesão total é determinada conforme exposto com base nos resultados de resistência à tração e de compressão simples.

$$\phi^b = \tan^{-1}\left(\frac{c - c'}{(u_a - u_w)}\right) \quad (\text{Eq. 13})$$

A metodologia apresentada por Valência *et al.* (2007), a exemplo da metodologia apresentada por Vilar e Rodrigues (2007), deve ser considerada em estudos preliminares, não devendo constituir-se em impedimento para estudos mais elaborados realizados, fazendo-se ensaios à sucção controlada.

Além das duas técnicas apresentadas anteriormente, cita-se a técnica apresentada por Camapum de Carvalho e Pereira (2001, 2002), segundo a qual o comportamento mecânico tende a ser único quando analisado em função da sucção em pF normalizada em relação ao índice de vazios em situações em que o parâmetro decresça com o aumento da porosidade, por exemplo, a coesão, e transformada em relação ao índice de vazios quando o parâmetro se amplie com o aumento da porosidade, por exemplo, o colapso. Essa técnica de análise permite ampliar o alcance dos resultados obtidos para condições específicas de umidade, porosidade e sucção matricial para condições não estudadas desde que mantida distribuição de poros semelhante.

A Figura 2 ilustra a aplicação desse método, mostrando que os resultados de coesão, obtidos por Machado e Vilar (1998), para solos de um perfil com porosidade variando com a profundidade, convergiram para uma tendência única, ou seja, por meio da técnica torna-se possível extrapolar os resultados experimentais obtidos. Outras análises demons-

trando o alcance da técnica são apresentadas por Camapum de Carvalho e Pereira (2001 e 2002). Destaca-se que, sendo possível a realização de ensaios específicos para outras condições de porosidade ou sucção, isso deve ser feito, pois o método proposto permite, apenas, a estimativa de outros resultados em situação intermediária ou de extrapolação.

Em se tratando de solos não saturados, os três principais problemas oriundos da variação volumétrica do solo estão associados aos fenômenos da expansão/contração, do colapso e do adensamento quando da presença de bolhas oclusas. Surgem, então, dentre outras, as questões: a) a que se devem as ocorrências desses fenômenos? b) o que faz com que cada um deles ocorra? c) qual a dinâmica de ocorrência desses fenômenos?

Se analisados esses diferentes fenômenos em sua origem, certamente, ver-se-á que eles ocorrem devido a desequilíbrios de energia gerados em consequência de alterações ora da energia externa, por exemplo, aplicação de uma tensão ou de uma vibração, ora da energia interna, por exemplo, variações de umidade e alteração da química do fluido e ora de ambas as energias.

A expansão e a contração do solo são fenômenos mais complexos por serem passíveis de se originarem de variações volumétricas estruturais, ou seja, entre as partículas, e de variações volumétricas da própria partícula nos argilominerais expansivos por meio da alteração da distância interplanar basal. Essa particularidade tem sido considerada nas análises de comportamento dos solos não saturados e na própria definição da curva característica desses solos expansivos? Destaca-se ainda, que, embora a expansão e a contração, geralmente, ocorram devido a variações de umidade e das tensões atuantes no solo, no caso de solos pouco intemperizados, apresentando elevada capacidade de troca catiônica, elas também podem ocorrer ou se ampliarem em consequência de alterações químicas do meio afetando, em especial, a sucção osmótica. Contudo, onde entrariam essas alterações químicas nesses fenômenos? Essas alterações não correspondem a uma modificação na energia das partículas e, portanto, na energia de interação entre elas?

O colapso está quase sempre associado a variações na tensão aplicada e, em especial, a ampliações no teor de umidade, no entanto, o melhor seria tratar o fenômeno como relacionado à metaestabilidade estrutural do solo. Sendo a estrutura metaestável, tem-se uma importante sensibilidade a desequilíbrios de energia nos contatos, interagregado ou interpartículas. Por exemplo, uma vibração excessiva ou a simples alteração da qualidade do fluido de umedecimento, sem a necessidade de variação no teor de umidade do solo, são, em certos casos, suscetíveis de gerarem o colapso da estrutura do solo. Contudo, sendo o colapso fruto desse desequilíbrio de energia localizado, ele poderia ocorrer em um solo saturado? Um solo ao ser saturado perderia suas características colapsíveis? Esse é um tema polêmico e fica, aqui, uma questão concreta para reflexão: antes do enchimento do lago Paranoá em Brasília, Distrito Federal, a natureza porosa e metaestável dos solos que margeavam o curso d'água compondo o manto de solo profundamente intemperizado apresentava características colapsíveis, com o enchimento do reservatório esses solos deixaram de ser colapsíveis ao tornarem-se submersos?

O adensamento e mesmo a resistência dos solos contendo bolhas oclusas, talvez, não integrem as principais preocupações dos pesquisadores sobre as propriedades e comportamento dos solos não saturados, no entanto, inegavelmente, é um problema de solos não saturados e que termina se afastando do comportamento dos solos saturados propriamente

ditos, embora se possa argumentar que não. A situação de bolha oclusa ocorre nos solos compactados quando se atinge a umidade ótima de compactação, mas, mesmo no ramo seco, considerando-se a dinâmica do solo em campo, ela pode vir a ocorrer, por exemplo, em função das variações volumétricas que sofre o solo compondo a base de um aterro em construção. Por isso, em aterros de maior altura, considera-se, no projeto, um percentual de geração de pressão neutra em relação às tensões oriundas da sobrecarga do próprio aterro. Nos solos naturais, em camadas presentes abaixo do nível d'água, as bolhas oclusas podem ocorrer, por exemplo, em função de transformações de matéria orgânica e da ação de micro-organismos.

Portanto, esses fenômenos ligados a variações volumétricas dos solos não saturados são dotados de certa complexidade e técnicas de avaliação expeditas podem ser relevantes nos estudos preliminares.

Quando se tratar de solos compondo perfis de intemperismo tropical, uma primeira técnica a ser usada é a de avaliação textural do solo com e sem o uso de defloculante químico e/ou mecânico. Geralmente, os solos com diferença significativa entre o teor de argila com e sem o uso de defloculante e/ou de ultrassom indicam a presença de agregados e, por consequência, de macroporos, o que constitui um indicativo de suscetibilidade ao colapso. Deve-se, no entanto, atentar para o fato que solo com agregados pouco estáveis podem, mesmo possuindo agregados, não apresentar diferenças texturais entre as duas técnicas de ensaio. Por outro lado, solos podem conter agregações estáveis em presença de água e não serem colapsíveis. Dessa forma, a avaliação a partir de curvas granulométricas apenas indica a possibilidade de colapso nesse tipo de solo argiloso quando em estado natural e mesmo compactado, dependendo da condição de compactação, apontando, então, para a necessidade de estudos complementares específicos concernentes ao colapso.

Outra técnica para a identificação de solos colapsíveis, agora com alcance mais amplo que apenas os solos argilosos, é a proposta por Vilar e Rodrigues (2007). A técnica proposta se fundamenta no cálculo do grau de compactação do solo em estado natural em relação à massa específica aparente seca máxima obtida em um ensaio Proctor na energia normal. Segundo os autores, a técnica resgata a proposta de Mello (1973) segundo a qual solos com grau de compactação natural inferior a 80% são potencialmente colapsíveis. Os autores reavaliaram esse limite com base em resultados experimentais da literatura e propuseram que se considerem solos potencialmente colapsíveis como sendo aqueles com grau de compactação natural inferior a 90%.

Vargas (1978) descreve o colapso como um fenômeno típico de solos arenosos fofos com poucos finos que também se faz presente nos solos tropicais argilosos lixiviados, macroporosos. Na Figura 5, obtida para duas amostras oriundas de um perfil de intemperismo típico do Distrito Federal, uma coletada a 3m de profundidade (Figura 5a) e outra a 9m de profundidade (Figura 5b) estão apresentadas as curvas de compactação Proctor normal com os pontos representados em escala de grau de compactação. Na Figura 5b, também foi plotado o resultado obtido para uma amostra coletada no mesmo perfil a 12m de profundidade. Fazendo-se um paralelo entre esses resultados e os coeficientes de colapso analisados por Camapum de Carvalho *et al.* (2002), pode-se notar a boa aderência aos dados experimentais da técnica apresentada por Vilar e Rodrigues (2007).

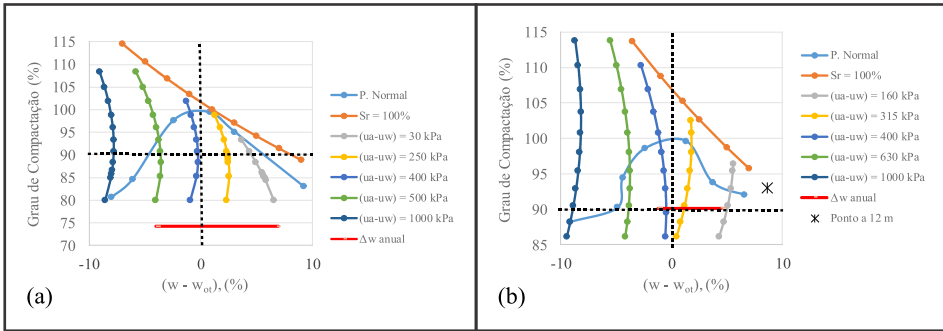


Figura 5 – Curvas de compactação e de isosucção de solos do Distrito Federal: a) coletado a 3m de profundidade; b) coletado a 9m de profundidade

Por outro lado, observa-se, na Figura 6a, que o comentário feito por Vargas (1978) é pertinente, pois a bimodalidade mostrada na curva característica do solo natural coletado a 3m de profundidade confirma a macroporosidade do solo. Essa característica, bimodal, não se faz presente na amostra de solo coletada a 9m de profundidade (Figura 6b). As faixas de umidade registradas para as amostras coletadas a 3m e 9m de profundidade (Figura 5) e a mudança na forma da curva características, ao se passar da profundidade de 3m para 9m, não estaria a mostrar a relevância de se considerar a mestabilidade estrutural do solo, conforme indicam Vilar e Rodrigues (2007), e o próprio perfil de intemperismo?

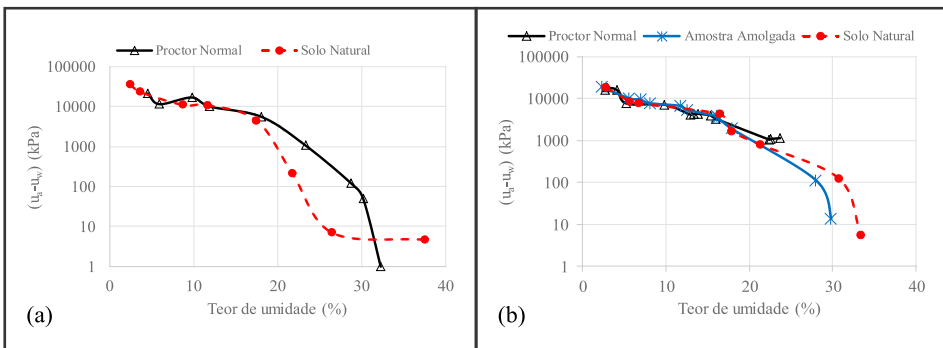


Figura 6 – Curvas características de retenção de água de solos do Distrito Federal: a) coletado a 3m de profundidade; b) coletado a 9m de profundidade

Fazendo-se um paralelo entre as simplificações apresentadas para se estimar a resistência dos solos não saturados e o seu potencial a apresentar colapso, vale ressaltar que, no primeiro caso, trata-se de estimar o comportamento a partir de outros resultados de ensaios onde se avalia o comportamento mecânico obtido para o solo, enquanto, no segundo caso, seja por meio de avaliação textural, seja por meio da determinação do grau de compactação natural, a estimativa se dá apenas com base na avaliação do estado físico do solo e não se define o grau de colapso.

Quanto ao estudo do comportamento mecânico do solo por meio de ensaios de campo, várias questões podem ser formuladas, por exemplo: 1) Como considerar o efeito da condição não saturada se os projetos geotécnicos são quase exclusivamente baseados em dados obtidos por meio de campanhas de investigação pontuais e a curto prazo, ou seja, que não consideram variabilidade espaço-temporal?; 2) Como considerar o efeito da condição não saturada se os projetos geotécnicos são quase sempre fundamentados em resultados de ensaios obtidos para os solos em condições saturadas ou em parâmetros estimados a partir de correlações postas na literatura e que foram, na maioria das vezes, estabelecidas em relação ao comportamento dos solos saturados?

Nos perfis de solos não saturados, principalmente em regiões de clima seco e de evidente sazonalidade, tem-se, além da variabilidade espacial condicionada pela geologia, aquela que é temporal. A variação da sucção em campo depende das propriedades geotécnicas, da dinâmica da água subsuperficial, da geomorfologia de superfície e subsuperfície e da transferência de água e de energia entre a atmosfera e o solo, sendo geralmente maior na superfície do terreno, onde o solo interage diretamente com a atmosfera. Especificamente nas regiões de clima tropical, os solos sofrem influência da variação de umidade devido às estações de seca e de chuva.

Apesar dos avanços obtidos por meio de técnicas especialmente desenvolvidas para medida e controle da sucção em laboratório e de modelagem constitutiva e numérica, a necessidade de informações básicas de campo ainda prevalece, uma vez que muitos estudos carecem de dados contínuos de monitoramento de sucção *in situ*, restringindo-se, muitas vezes, a previsões de comportamento baseadas em análises pontuais.

Evidentemente que monitorar a sucção a longo prazo e em diversos locais não parece viável usando-se técnicas e equipamentos disponíveis devido ao custo elevado para a aquisição, instalação, manutenção e coleta dos dados. No que diz respeito ao custo, faz-se necessário que sejam sempre colocadas as questões: 1) Qual a relação entre o custo do monitoramento e o custo do empreendimento?; 2) Qual a relação entre o custo do monitoramento e o inestimável custo de vidas que podem ser perdidas em consequência do desempenho inadequado da obra?

Correlacionar dados de sucção *in situ* com variáveis atmosféricas e, dessas correlações, desenvolver modelos simplificados para aferir a sucção de campo mesmo que de forma preliminar pode ser um caminho (Mascarenha, 2003). O exemplo dos modelos hidrológicos que contemplam a coleta, o armazenamento e o gerenciamento de dados atmosféricos pode ser um ponto de partida. Obviamente alguns obstáculos para isso se destacam, como a variabilidade geológica, a geomorfologia natural e antropizada, a influência da vegetação, a densidade das obras de engenharia que cobrem extensas regiões, dentre outros.

Considerando-se que a investigação do subsolo tem como premissa básica escolher um método de ensaio de campo que possibilite definir o perfil do subsolo e estimar os parâmetros mecânicos de interesse de cada camada, outras perguntas que surgem são: 1) Todos os métodos de ensaio de campo apresentam sensibilidade suficiente para capturar o efeito da sucção no solo?; 2) Se o método de ensaio destrói a estrutura do solo na frente de avanço, como ele permitirá avaliar a influência da não saturação no comportamento do solo (Camapum de Carvalho e Gitirana Jr., 2021)?; 3) Quando o método de ensaio ou a interpretação dos resultados obtidos não contemplam as variações sazonais dos perfis

de umidade, como eles poderão otimizar o projeto no que tange à consideração do comportamento do solo em estado não saturado, incluindo-se situações críticas em termos de comportamento? O resultado tem sido quase sempre obras de maior custo e/ou envolvendo maiores riscos.

Na engenharia de fundações, por exemplo, as investigações são quase sempre realizadas exclusivamente com sondagens SPT. O projeto é geralmente feito segundo uma abordagem direta, correlacionando-se o comportamento do elemento de fundação com resultados do SPT. Variações dos valores de SPT entre períodos seco e chuvoso, bem como a sua relação com as sucções nesses dois períodos têm sido observadas, porém, tal ensaio apresenta a mesma sensibilidade se comparado ao CPT?

É importante destacar que os ensaios de campo são realizados tanto em solos saturados quanto em solos não saturados, no entanto, o desconhecimento da sucção é um empecilho para o avanço da interpretação dos resultados. Medir a sucção, principalmente ao longo do perfil de subsolo de interesse, não é uma tarefa simples para ser introduzida na prática. Por essa razão, alternativas relativamente simples podem ser incorporadas para melhor interpretação dos resultados, como a determinação da umidade do solo durante a etapa da investigação do subsolo e o conhecimento da curva característica de retenção de água do solo em laboratório. A umidade pode ser determinada por meio de amostras de solo que são coletadas no amostrador ou à trado ou técnicas TDR e a curva característica de retenção de água pode ser determinada pelo método de papel filtro. Determinar o índice de vazios é relevante mesmo que de maneira aproximada, usando-se as amostras de solo contidas no amostrador, por exemplo, pois indicará o grau de saturação do solo e, quando se tratar de solo saturado, a umidade determinada a partir da amostragem permitirá estimar o índice de vazios do solo, parâmetro de grande relevância nos processos de adensamento.

Determinar a umidade e correlacioná-la diretamente com a sucção por meio de curvas características de retenção de água resolveria o problema da estimativa da sucção no campo? Sim, considerando que essa abordagem é simplificada, pois as curvas geralmente não representam uma relação única entre umidade e sucção devido à histerese, e se tem ainda a dinâmica do perfil de umidade *in situ*.

As curvas de secagem e de umedecimento representam condições limites de sucção (máxima e mínima), e isso significa que a sucção *in situ* não necessariamente corresponderá a um desses valores limites de sucção. A umidade obtida a partir do dado no campo não fornece uma indicação clara se a sucção correspondente está sobre a curva de secagem ou sobre a curva de umedecimento, pois isso depende da redistribuição da umidade do solo decorrente dos processos de infiltração e evaporação de água do solo no campo, podendo as análises serem otimizadas ao se adotar trajetórias mistas a partir da umidade presente em campo.

Para se reduzir a imprecisão dessa estimativa, outra possibilidade é, a partir da umidade, calcular a sucção média entre as curvas características de retenção de água de umedecimento e de secagem sobre o eixo logarítmico da sucção, uma vez que, sob a trajetória de secagem, a curva de retenção de água permitirá uma estimativa do valor máximo da sucção, enquanto que, sob a trajetória de umedecimento uma estimativa do valor mínimo, conforme já apontado.

Se a variação da sucção no campo for relativamente baixa, como acontece para diversos solos de regiões de clima tropical, onde não há deficiência de umidade, ou em situações onde as variações de umidade se dão na zona de macroporos presentes nos solos

profundamente intemperizados, e, se o solo apresentar pouca histerese, a estimativa da sucção pode ser realizada de forma satisfatória. Essa alternativa, portanto, mesmo que simplista, precisa evoluir no meio técnico, pois permite estimar a sucção por meio de curvas características de retenção de água, que passam a ser informação fundamental para se compreender o efeito da sucção nos resultados de ensaios de campo.

Abordagens que incorporam o efeito da condição não saturada na interpretação de resultados de ensaios de campo ainda não estão suficientemente desenvolvidas, principalmente para os ensaios de perfilagem, como o SPT, o CPT e o DMT.

Desse modo, tem-se procurado incorporar conceitos da Mecânica dos Solos Não Saturados, a fim de se considerar o efeito da sucção nos resultados desses ensaios. Dentre as propostas disponíveis para considerar o efeito da sucção nos resultados de ensaios de campo, destacam-se as que incorporam o efeito da sucção nas tensões efetivas para solos não saturados por meio da equação de Bishop (1959). Nesse caso, considerar a variação do parâmetro χ linear com o grau de saturação de 0 a 1, conforme proposto por Robertson *et al.* (2017), é um recurso simples, com bons resultados e, portanto, interessante para fins de aplicação prática. No entanto, a aplicação de conceitos da Mecânica dos Solos Não Saturados na interpretação de resultados de ensaios de campo de perfilagem precisa evoluir ainda mais de modo a responder com mais acerto e precisão às questões que se colocam.

5. QUESTÕES SOBRE EROSÕES, ENCOSTAS, ESTABILIZAÇÃO, BARREIRAS AO FLUXO E OBRAS EM SOLOS NÃO SATURADOS

Sendo as propriedades físicas, químicas e mineralógicas dotadas de certa dinâmica em relação aos aspectos espacial e temporal, não seriam o comportamento hidráulico e mecânico dotados dessa mesma dinâmica espacial e temporal nos solos não saturados presentes nas obras de engenharia? Em muitos casos, certamente sim, como se depreenderá da breve discussão apresentada a seguir, o que conduz à necessidade de reflexões mais amplas sobre a direção a ser dada aos estudos aplicados do comportamento dos solos não saturados.

5.1 Erosões

Cabe destacar, inicialmente, que as discussões que se seguem se referem à erosão hídrica, em especial, à continental, mas podem ser estendidas, em vários aspectos, para as erosões costeiras e de bordo de reservatório. Muitas vezes, faz-se necessário sair da erosão em si e adentrar em questões ambientais que estão a desencadeá-las ou simplesmente intervindo em seus processos evolutivos sem que se atente para elas. A título de exemplo, Santos Jr. *et al.* (2017) apontam que merece maiores análises o impacto nas erosões costeiras de possíveis alterações nas correntes marinhas geradas pela implantação de plataformas para a exploração de petróleo.

O tema erosão, em um país marcado pelo predomínio do clima tropical, como o Brasil, com significativa cobertura por um manto de solo profundamente intemperizado, requer aprofundamento no entendimento dos fenômenos e processos responsáveis por sua deflagração e evolução. Nesse contexto, não mereceriam maior ênfase os estudos e o en-

tendimento das propriedades e do comportamento dos solos não saturados para que se entendesse tais fenômenos e processos?

Segundo o dicionário Houaiss, etimologicamente, o termo erosão corresponde à “ação de corroer”, que pode ser interpretada como o “desgaste da superfície terrestre pela ação mecânica e química da água corrente, das intempéries ou de outros agentes geológicos”. No meio técnico, geralmente, considera-se que a erosão é um fenômeno que compreende três fases: desprendimento de partículas, arraste e deposição. Percebe-se, então, que o significado existente no dicionário Houaiss é mais amplo, pois envolve a ação química além da puramente física.

Essa conceituação inicial é relevante para que se formule a questão para reflexão: o fenômeno da eluviação ou esqueletização dos maciços em função do fluxo em meio saturado ou não saturado corresponde a um processo erosivo? Caso o leitor entenda que sim, estaria envolvido, nesse mecanismo, apenas o transporte de compostos químicos solubilizados ou incluiria a movimentação de micropartículas, como os argilominerais? É provável que a resposta seja encontrada em Lima (2003), o que não impede a realização de novos estudos para melhor compreensão do fenômeno.

Refletindo, agora, sobre os macromecanismos responsáveis pela deflagração e evolução dos processos erosivos, surge a questão de fácil resposta: assumiriam, as propriedades e os comportamento dos solos não saturados, algum destaque na ocorrência desses mecanismos? No campo dos solos saturados, sobressaem como relevantes na análise dos processos erosivos o solapamento dos pés de taludes, favorecendo sua ruptura e a erosão interna, mas mesmo esses mecanismos não seriam afetados pelas propriedades e pelo comportamento dos solos não saturados? Sobre a erosão superficial, teria alguma relevância o estado não saturado presente na fase inicial do processo erosivo? Para maior reflexão e resposta a essa questão, seria relevante levar em conta as energias externas e internas atuantes no processo e suas dinâmicas temporais e espaciais. Por exemplo, qual a importância da coesão e do atrito? Que relevância teria, dependendo do estado de saturação do solo, o surgimento de pressões positivas na fase ar presente nos solos não saturados? Qual o impacto do choque e gradiente térmico? Certamente, após a leitura deste livro, o leitor já terá a resposta para muitas dessas questões e de outras que se poderia formular, mas espera-se, sobretudo, que, aguçada a curiosidade, avance-se nos estudos voltados para o entendimento, controle e, em especial, a prevenção dos processos erosivos. A questão térmica, embora pouco considerada nos estudos e projetos, exceto as condições extremas como aquelas ligadas ao congelamento, impacta diretamente na curva característica do solo e, portanto, em seu comportamento (Lima, 2018). Ao influir na curva característica qual seria, por essa perspectiva, o impacto da temperatura na erodibilidade do solo não saturado?

5.2 Encostas

As rupturas de encostas, talvez, constituam o cenário mais completo para que se reflita sobre a importância das propriedades e do comportamento dos solos não saturados. Se observadas imagens das várias rupturas de encostas que têm ocorrido em regiões serranas no Estado do Rio de Janeiro e Santa Catarina nos últimos anos, vários aspectos intervenientes na dinâmica temporal das propriedades e do comportamento dos solos não

saturados poderão ser colocados em evidência, embora o ônus de tais rupturas recaia inexoravelmente sobre os ombros da indefesa chuva. Serão, então, colocadas, aqui, para reflexão e maiores análises, algumas questões.

A primeira questão seria: qual o potencial de degradação físico-química dos maciços junto a encostas e outros taludes naturais ou de corte em curtos espaços de tempo, 10 anos, 20 anos, 50 anos, um pouco mais ou um pouco menos? A resposta, os leitores encontrarão em Lima (2003), e a imagem mostrada na Figura 7 ilustra a ruptura de um talude de corte realizado para a implantação de uma rodovia próximo a Salvador.



Figura 7 – Ruptura de talude em Salvador (imagem cedida por Luis Edmundo Prado de Campos)

Outra questão seria: diante do novo *modus vivendi* da sociedade moderna, em especial, em países como o Brasil, onde se privilegia o transporte individual, qual impacto ele estaria gerando na qualidade e temperatura da água da chuva e qual seria a influência das eventuais alterações nas propriedades e no comportamento dos solos saturados e não saturados?

Qual o impacto imediato, a médio e a longo prazo de usos do solo como o agropecuário e o urbano na degradação textural e estrutural dos solos compondo os maciços? O leitor poderá entender melhor a importância dessa questão com as leituras de Oliveira *et al.* (2012) e Pérez (2018).

Trazendo-se para o contexto das questões levantadas neste texto, ficam as perguntas: as rupturas de encostas registradas em fevereiro de 2022 na cidade de Petrópolis (Figura

8, Foto Antonio Guerra) teriam alguma relação com variações de sucção? Caso tenham, qual variação de sucção foi mais impactante, a osmótica ou a matricial? A resposta a essas perguntas depende de outras questões: como atuou a variações de sucção osmótica e mátrica ao longo do tempo no processo de deflagração das rupturas das encostas?



Figura 8 – Rupturas de encosta em Petrópolis - RJ
(Fotos de Antonio Guerra, fevereiro de 2022)

Essas e muitas outras questões poderiam, ainda, ser colocadas para que se chegue a um melhor entendimento dos fenômenos envolvendo alterações das propriedades e comportamento dos solos não saturados, os quais têm levado os cenários de encostas brasileiras e de outros países a passarem, em um piscar de olhos, do belo para o feio e, quase sempre, triste e mesmo aterrorizador.

5.3 Estabilização

A estabilização dos solos pode seguir vários caminhos, inclusive, dar-se por meio do próprio aumento da sucção atuante no solo. As mais frequentes, no entanto, são a mecânica, a textural, a química e a oriunda da inclusão de fibras naturais ou sintéticas. Recentemente, estudos vêm sendo realizados sobre a estabilização dos solos por meio de cimentações geradas por bactérias nativas (Valencia 2009 e Muñetón 2013).

Alguns autores dividem a estabilização em melhoria do solo e estabilização propriamente dita quando se incorpora um maior teor de aditivo ao solo. Neste item, será considerado, apenas, o termo geral estabilização, dando-se ênfase à estabilização química, embora as estabilizações granulométricas e por meio da inclusão de fibras reflitam nas curvas características de retenção de água e, por consequência, no comportamento hidromecânico do solo. Serão abordadas a estabilização com cal, a estabilização com emulsão asfáltica e a estabilização de materiais granulares com cimento. Na discussão do tema envolvendo a estabilização com cal e emulsão asfáltica, serão considerados os resultados obtidos por Pessoa (2004) ao estudar um solo fino contendo argilominerais expansivos oriundo de Urucu, estado do Amazonas. No estudo realizado por Pessoa (2004), os corpos de prova (CP) foram compactados estaticamente na condição ótima da energia Proc-

tor intermediário e, em seguida, submetidos à secagem ou ao umedecimento, objetivando atingir diferentes níveis de sucção. Os índices de vazios iniciais variavam um pouco em função da repetibilidade da compactação e em função de contrações do CP quando da secagem ou expansão quando do umedecimento. Os corpos de prova eram curados por 14 dias, período em que eram mantidos em contato com o papel filtro para a determinação da sucção atuante.

A escolha dos dois produtos químicos como agentes estabilizantes se deu por se pretender separar a estabilização fundamentada nas reações químicas e trocas catiônicas, ou seja, a estabilização com cal, daquelas provocadas por relações predominantemente interativas por meio de pontos de aderência e por mudanças nas características do fluido que ocupa os vazios presentes no solo, que é o caso da estabilização com emulsão.

O interesse em se discutir o tema está atrelado à sua grande complexidade quando se insere, nas análises, a variável sucção. Por exemplo, as estabilizações envolvendo reações químicas afetam a sucção atuante no solo por dois caminhos, alterando o teor de umidade do solo, inclusive a umidade de equilíbrio, e modificando os vazios nele presentes. É evidente que se poderia e se pode buscar fazer a análise da contribuição do aditivo para a melhoria do comportamento do solo, ensaiando-o na condição saturada de modo a se eliminar o efeito da sucção/capilaridade, embora a influência osmótica poderia ser mantida. Contudo, cabe aí uma questão: essa é a situação na qual o solo estabilizado irá atuar na obra? Sendo positiva, a opção de estudo é apropriada. No entanto, se o solo vai atuar na condição não saturada cabem perguntas como: qual será a sucção de equilíbrio em campo diante da nova química e nova física do solo? Qual é a dinâmica temporal das reações químicas envolvidas e seus reflexos nas propriedades e no comportamento do solo? Embora quase sempre os aditivos químicos cal e cimento sejam considerados agregadores, Ayala (2020) e Wanderley Neto (2020) mostraram que eles podem atuar instabilizando texturalmente o solo. A Figura 9 apresenta resultados obtidos para o solo natural e estabilizado com 2%, 3%, 4% e 6% de cal. A Figura 9a apresenta os valores de ISC em função da sucção em pF. Nessa figura, constata-se, sem que se leve em conta a porosidade dos corpos de prova, a tendência de pequenos teores de cal piorarem o comportamento do solo para, em seguida, melhorá-lo com 6% de cal. A pergunta seria: efetivamente, a cal piora o comportamento desse solo estudado? A Figura 9b mostra, sem que se leve em conta a sucção, que, para um mesmo índice de vazios, o aumento do teor de cal tende a melhorar o comportamento do solo, mas cabe aqui uma pergunta: o teor de cal afetaria a porosidade resultante para uma mesma energia e umidade de compactação?

Passando, agora, à análise dos resultados obtidos na estabilização com emulsão, verifica-se, na Figura 9c, a tendência ao aumento do teor de emulsão piorar o comportamento do solo se considerada uma mesma sucção. A Figura 9d, no entanto, mostra que, se observada a porosidade, ocorre uma tendência de melhoria do comportamento ao se passar da amostra natural para 2% de emulsão e, depois, ao se passar de 2% para 1% ou 3%. A semelhança dos resultados entre 1% e 3% de emulsão na Figura 9d remete a se observar a sucção na Figura 9c, e lá se observam maiores valores de sucção para a amostra com 1% de emulsão, justificando os resultados da Figura 9d. Observando-se os resultados da Figura 9c, cabe a pergunta: a emulsão estaria intervindo na sucção matricial por meio da alteração da química do fluido?

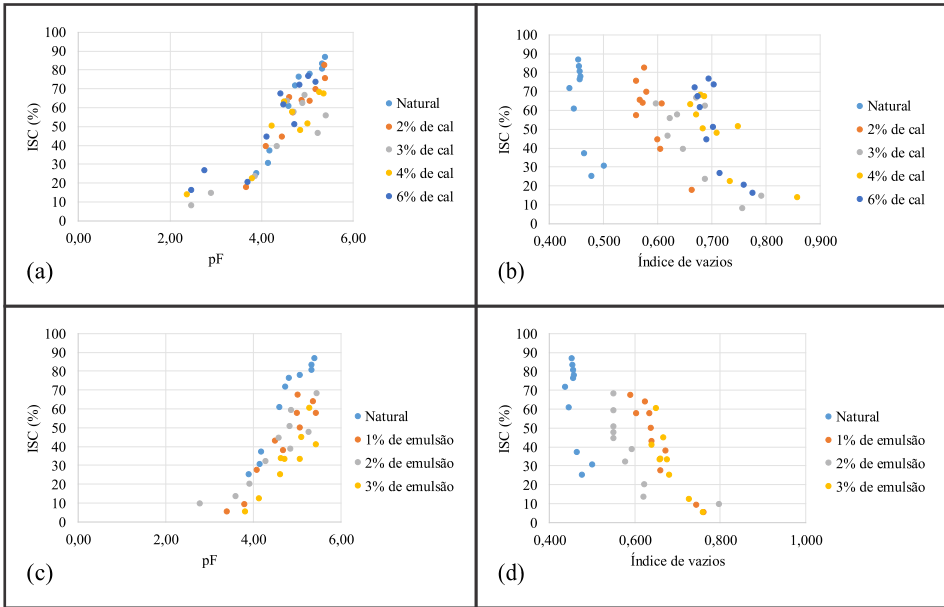


Figura 9 – Estabilização química de um solo tropical:
a e b – estabilização com cal; c e d – estabilização com emulsão

Analisando-se os resultados em função de pF/e conforme proposta de Camapum de Carvalho e Pereira (2002), verifica-se, na Figura 10a, que o comportamento do solo estudado efetivamente tende a melhorar com o aumento do teor de cal. A melhoria também ocorre ao se adicionar emulsão ao solo, como mostra a Figura 10b, no entanto, em menor grau e não tendo diferença substancial entre os teores de emulsão utilizados.

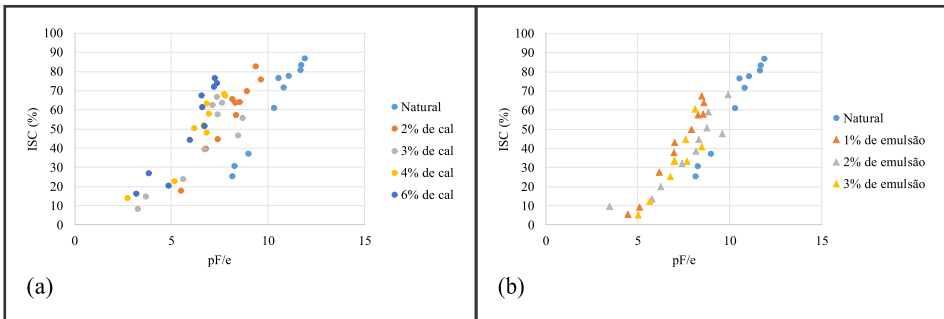


Figura 10 – Variação do ISC com a sucção em pF
normalizada em relação ao índice de vazios

Observa-se, então, desses resultados mostrados a importância do entendimento dos fenômenos físico-químicos que ocorrem no processo de estabilização química para que

se possa concluir se houve ou não melhoria das propriedades e do comportamento do solo não saturado com a adição do produto químico. O estudo da influência da não saturação nas propriedades e no comportamento do solo não pode se dar isoladamente de outros fatores, como porosidade. Adicionalmente, fica aqui a pergunta: que relevância teria a sucção osmótica na estabilização química e qual a sua dinâmica temporal?

Adentrar no tema estabilização de materiais granulares com cimento torna-se oportuno devido ao uso crescente desses materiais, as BGTCs (brita graduada tratada com cimento), em camadas de estruturas de pavimento, ficando as análises quase sempre restritas à simples avaliação do comportamento das misturas em função do teor de cimento sem que se considere o impacto da sucção nesse comportamento nem a sua influência na própria degradabilidade da estabilidade das misturas com o passar do tempo. Para fundamentar as análises aqui realizadas, foram utilizados resultados apresentados na literatura (Yeo, 2011; Yeo *et al.*, 2011).

Uma primeira questão a ser considerada diz respeito a qual sucção utilizar quando se trata de uma mistura com cimento de material granular contendo matriz grossa (diâmetro maior que 2 mm) e fina (diâmetro menor que 2 mm), a exemplo das misturas usadas por Lima (2022), Yeo (2011) e Yeo *et al.* (2011). Embora se requeiram mais estudos específicos, é possível estimar que a sucção atuante na matriz fina terá significativa influência na estabilidade e no comportamento mecânico dos grupamentos cimentícios formados, podendo inclusive as suas variações cíclicas intervirem a médio e longo prazo na estabilidade desses grupamentos e, por consequência, da mistura como um todo. Cabe aqui um parêntese para fazer um paralelo entre o comportamento dos solos tropicais profundamente intemperizados e a BGTC. Assim como a sucção atuante nos microporos dos agregados e nos macroporos presentes em solos tropicais profundamente intemperizados interferem pouco no seu comportamento mecânico, no caso das misturas de materiais granulares com o cimento a situação é similar e a microporosidade presente nos fragmentos da rocha britada, assim como os poros de maior tamanho presentes entre os elementos de maior tamanho vão intervir pouco no comportamento mecânico da BGTC. Ainda fazendo um paralelo, Silva (2022) mostrou que a aplicação dos modelos propostos para a estimativa da curva característica de retenção de água a partir das propriedades físicas dos solos quando aplicados aos solos tropicais agregados requer se considere a compartimentação da matriz textural do solo. Esses entendimentos foram aqui aplicados na elaboração de questões importantes no estudo do desempenho mecânico das BGTCs a curto e longo prazo. A curto prazo, ao se considerar o comportamento mecânico da BGTC logo após a cura normalmente adotada nos estudos, e, a longo prazo, para que se avalie o impacto da variação cíclica da sucção em função da umidade e da temperatura.

A Figura 11 apresenta as curvas características estimadas a partir das curvas granulométricas utilizando-se o modelo de Arya e Paris (1981) conforme analisado por Silva (2022). Observa-se, nessa figura, o deslocamento da curva, mantendo-se o seu formato, tendo em vista a não consideração de fatores como eventuais alterações químico-mineralógica dos grãos segundo o seu tamanho e das formas dos próprios poros presentes. Considerou-se, nas análises, a curva característica obtida para a fração inferior a 2,16 mm, admitindo-se que é essa fração que estará contribuindo para a ampliação da resistência entre os agregados de maior dimensão por meio de maiores interações com o cimento.

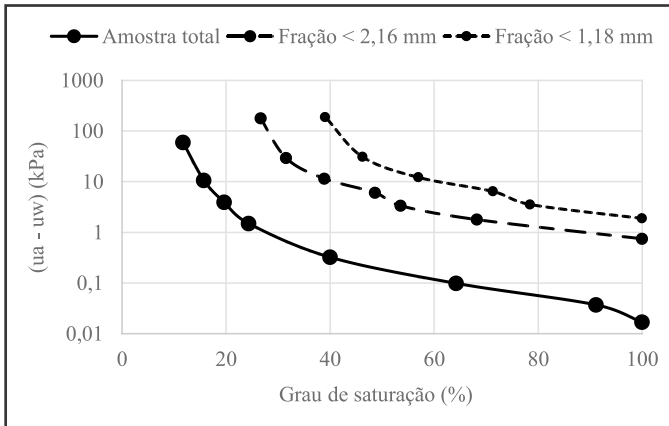


Figura 11 – Curvas características para o índice de vazios igual a 0,2

Lima (2022) mostrou boas correlações entre o comportamento mecânico e as relações $T_c/(w \times e)$ e $T_c^2/(w \times e)$, nas quais T_c é o teor de cimento, w o teor de umidade, e e o índice de vazios. O autor propõe a primeira relação com fundamento no fato de que o comportamento mecânico da BGTC é diretamente proporcional ao teor de cimento e inversamente proporcional ao teor de umidade e ao índice de vazios. Já a segunda relação foi proposta com base na constatação de que o comportamento mecânico é diretamente proporcional à relação teor de cimento / índice de vazios (T_c/e) e inversamente proporcional ao fator água / cimento (w/T_c).

As Figuras 12a e 12b mostram, respectivamente, boas relações entre as resistências à compressão simples (RCS) apresentadas por Yeo *et al.* (2011) e $T_c/(w \times e)$ e $T_c^2/(w \times e)$. Incorporando-se a cada uma dessas relações os valores de pF/e (pF é igual ao logaritmo da sucção em centímetros de coluna de água), relação esta usada por Camapum de Carvalho e Pereira (2001 e 2002) na análise do comportamento mecânico de solos, obtiveram-se as Figuras 12c e 12d. Tendo em vista que, para a realização das análises recorreu-se a cálculos estimados de parâmetros como umidade, índice de vazios e grau de saturação mantendo-se, no entanto, as tendências observadas nas Figuras 12a e 12b, levantam-se aqui, dentre outras, dada a influência da sucção no comportamento mecânico, duas questões que requerem maiores estudos para o melhor entendimento do comportamento mecânico e da durabilidade da BGTC: 1) como atua a sucção nas BGTCs em função da distribuição de poros influenciando no seu comportamento mecânico? As variações cíclicas impostas à sucção por meio de alterações térmicas e de umidade ao longo do tempo não comprometeriam a estabilidade dos grupamentos cimentícios formados? Esclarecer tais questões por meio de estudos complementares assume grande relevância, pois enquanto a primeira permitirá a elaboração de projetos mais eficientes quanto ao dimensionamento, a segunda possibilitará a introdução de soluções, como a incorporação de fibras, lembrando que a simples interposição de camadas de reforço estrutural ou a adoção de camadas de base e sub-base invertidas não resolvem os problemas das micro e microfissurações, o que poderá se dar por meio da introdução das fibras nas misturas.

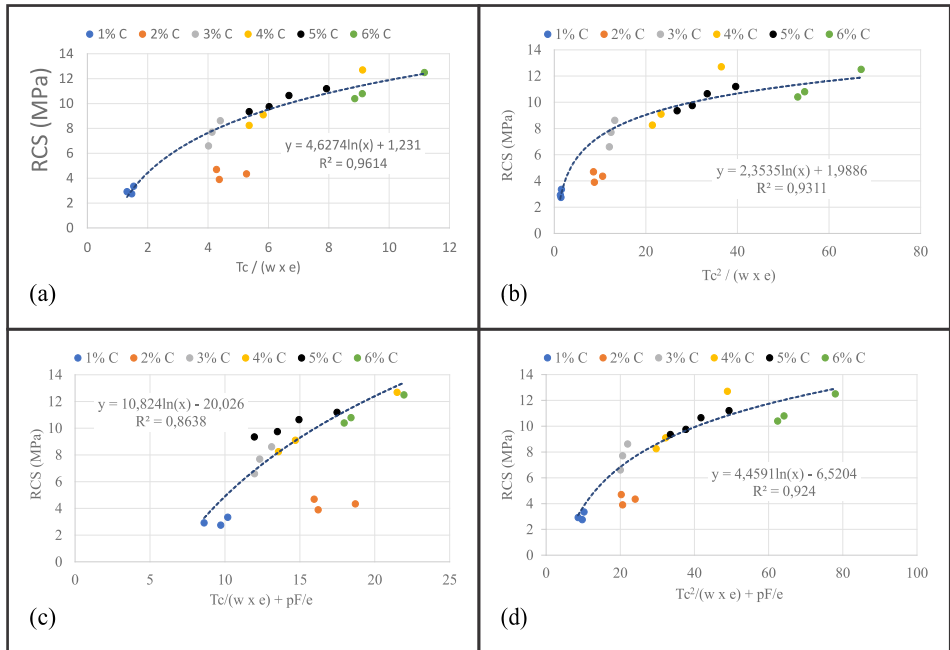


Figura 12 – Resistência à compressão simples (RCS) em função de: a) $T_c / (w \times e)$; b) $T_c^2 / (w \times e)$; c) $T_c / (w \times e) + pF/e$; d) $T_c^2 / (w \times e) + pF/e$

5.4 Barreiras ao fluxo

Pode-se afirmar que um dos importantes impactos técnicos e econômicos da mecânica dos solos não saturados na prática da Geotecnia acontece no projeto de sistemas de isolamento de resíduos, particularmente, os de mineração. Avanços tecnológicos têm permitido o desenvolvimento de projetos cada vez menos empíricos.

Quando se fala de barreiras ao fluxo de água, a primeira questão a ser colocada é qual fluxo se pretende evitar. Deve-se, também, lembrar que o fluxo de água dá por diversos mecanismos, sendo o fluxo de água líquida apenas um deles. Importantes quantidades de água podem ser transportadas por meio do solo via migração de vapor, sendo que esse fluxo pode ser por difusão e advecção. Além disso, gradientes térmicos passam a ser relevantes à medida que também causam migração de vapor de água. Dessa forma, vários mecanismos de fluxo intervêm nas propriedades e nos comportamentos dos solos não saturados.

Tem-se, em seguida, a consideração: o fluxo de água em barreiras é o resultado da combinação de fatores externos ao solo e mecanismos internos. Os mecanismos externos e internos são dependentes um do outro de forma que não há como avaliar um sem considerar o outro. Surge daí a questão: quais são os agentes provocadores de fluxo que devem ser considerados? Por exemplo, deve ser considerado o fluxo oriundo de infiltrações gerado por energia externa gravitacional, como a relativa à infiltração de águas pluviais ou

o proveniente de fluxos oriundos de energias internas atuantes no solo, como sucção, capilaridade e diferenças nas concentrações químicas no fluido presente no solo?

As barreiras impermeáveis podem evitar o fluxo da água proveniente de ambas as formas de energia atuantes no maciço, a externa e a interna. Sua interposição tem duas consequências, em princípio, opostas para as propriedades e comportamentos dos solos não saturados. Primeiramente, a propagação da frente de umidade ou saturação. Em segundo plano, conforme o caso, gerar, sob a barreira impermeável, a concentração de vapor e umidade como ocorre, muitas vezes, sob revestimentos asfálticos usados na construção rodoviária. Não raro essa segunda consequência, geralmente, pouco considerada proporciona sérios problemas por afetar diretamente a resistência do solo.

As barreiras permeáveis, por sua vez, objetivam combater o fluxo oriundo da energia interna, sendo conhecidas como barreiras capilares. Essa solução geralmente busca impedir o fluxo de água em estado líquido e não impede o fluxo da água em estado de vapor, dificultando, assim, a concentração de umidade por condensação sob elas. Essas barreiras podem ser construídas com agregados naturais e artificiais e com a aplicação de geossintéticos. Em qualquer dos casos, é importante que se reflita sob a óptica dos solos não saturados, colocando-se a seguinte questão: qual seria o efeito da histerese proveniente do tempo necessário ao equilíbrio de energia entre a água, o ar e o composto sólido de contorno, seja ele mineral ou fibra sintética? A resposta a essa questão permitirá uma melhor avaliação do efetivo comportamento dessas barreiras.

5.5 Os solos não saturados de cobertura dos aterros sanitários

Assim como no caso de barreiras de fluxo para resíduos sólidos industriais e de mineração, a análise de sistemas de cobertura para aterros sanitários é desafiadora. Talvez, o estudo das propriedades e do comportamento dos solos não saturados de cobertura dos aterros sanitários seja o mais complexo por envolver variáveis adicionais antes não consideradas. A complexidade se inicia na própria condição de compactação, pois, devido à elevada compressibilidade do material suporte, o resíduo, qual seria a melhor condição de compactação? Já se avaliou e se considerou a densificação do solo colocado em estado mais úmido e menos compacto por efeito da atuação da sucção capilaridade? O processo certamente dará origem a trincas de retração, mas esse problema pode ser contornado por soluções de engenharia.

Outras questões que merecem reflexão são: qual o impacto do gradiente térmico nas propriedades e comportamento dos solos não saturados? Como considerar a transição entre a pressão positiva na fase gasosa na base da camada e nula em sua superfície? E em relação ao fluxo de água na zona não saturada da cobertura?

5.6 Fundações de edifício e de obras de terra

A análise do comportamento das fundações, em especial, das fundações profundas, implantadas mesmo que parcialmente em mantos de solo não saturados, é, quase sempre, dotada de certa complexidade devido à dinâmica da umidade e ao menor grau da dinâmi-

ca da porosidade do solo. Cabe, então, uma primeira questão: quais seriam as características dessas dinâmicas e como considerá-las?

Quanto à variação de porosidade, a previsão dessa dinâmica quase sempre oferece menor grau de complexidade, pois dependerá, em grande parte, das tensões induzidas, a menos que ocorram fenômenos, como o do colapso ligado à perda de estabilidade estrutural do solo, e da expansão, que pode ocorrer em função de alterações na condição de hidratação. Já a dinâmica da umidade depende de uma variedade de fatores de difícil controle, como precipitação, temperatura, grau de impermeabilização de infiltração da água da chuva e de águas servidas. Mascarenha (2003), após uma série de tentativas de avaliação dos resultados de provas de carga com base em perfis de sucção estimados a partir de curvas características de retenção de água, sugere o uso do índice de umidade mensal como elemento de avaliação da capacidade de carga de estacas em perfil de solo não saturado. Se os resultados das provas de carga por ela analisadas se relacionaram bem com o índice de umidade, que ajustes devem ser realizados para que seja possível o uso da influência da própria sucção no comportamento mecânico da interação solo-estrutura de fundação? Sendo o perfil de umidade dotado de certa dinâmica ao longo do ano (Mascarenha 2003) como considerar o impacto da histerese na sucção e suas consequências para a interação solo-estrutura de fundação?

Outra questão que merece ser colocada no caso das fundações escavadas em obras civis assentes em solos não saturados diz respeito à realização de provas de carga. Em quanto tempo ocorre o equilíbrio entre a umidade do maciço e a umidade do solo junto à fundação que é ampliada quando da concretagem? Qual o impacto dessa variação no comportamento da estaca?

Voltando à questão do colapso, ele ocorrendo ou sendo passível de ocorrer, seriam relevantes apenas os deslocamentos dele oriundos? Qual seria a importância dos recalques pós-colapso oriundos da ação da sucção na estrutura do solo rompida? Um solo que entrou em colapso por aumento do grau de saturação estaria isento de novas perturbações estruturais de ordem colapsível? Dependendo do solo, uma mudança posterior da química do fluido de saturação poderia ampliar o colapso?

A Figura 13 (Camapum de Carvalho 2004), obtida para um solo submetido a uma tensão vertical igual a 24 kPa em uma célula oedométrica, permite que se faça uma reflexão mais ampla sobre essas questões colocadas quanto ao colapso. Nessa figura, em um primeiro momento, verifica-se a ocorrência de colapso devido à saturação do solo, ou seja, devido à redução da sucção atuante à zero. Retirada a água da célula oedométrica e permitindo-se a desidratação do solo por ação da atmosfera, verifica-se, em seguida, a ocorrência de recalque oriundo da atuação da sucção. Em seguida, o solo foi novamente imerso, mas, agora, com um fluido contendo o defloculante hexametáfosfato de sódio, o que deu origem à ampliação do colapso estrutural do solo. Procedeu-se, então, a uma nova retirada da água da célula oedométrica e permitiu-se a desidratação do solo por ação da atmosfera. Nessa fase, os resultados mostram a ocorrência de recalque oriundo da atuação da sucção ainda maior que o registrado anteriormente, refletindo a ampliação do efeito da sucção quando a estrutura foi complementarmente comprometida pela ação do defloculante químico.

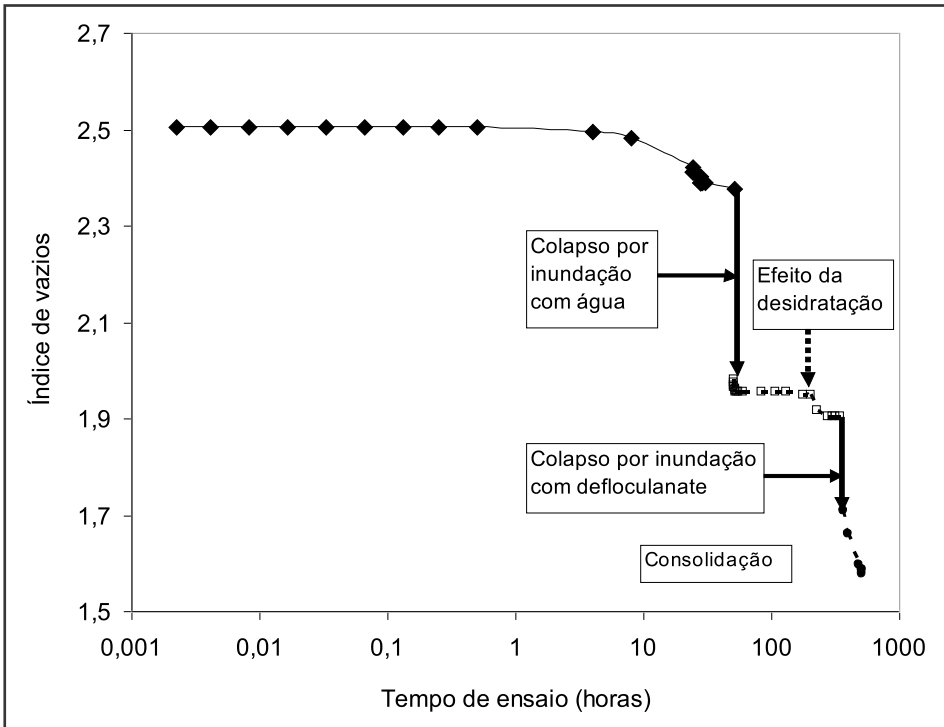


Figura 13 – Variações do índice de vazios em um solo submetido ao colapso (Camapum de Carvalho, 2004)

Os resultados obtidos por Ayala (2020), mostrando o impacto da cal hidratada na estabilidade textural de um solo profundamente intemperizado, e os resultados de análise granulométricas obtidos por Wanderley Neto (2020), indicando que esse mesmo solo em condições não saturadas presentes na circunvizinhança de uma microestaca de concreto moldada *in locu* tinha suas agregações instabilizadas, conduzem à pergunta: a sucção presente no solo que atua captando compostos químicos da fundação concretada *in situ* poderia, a médio e longo prazo, contribuir para a piora da interação solo estrutura? Quais seriam os papéis das sucções osmótica e matricial nesse processo de captação de compostos químicos do concreto?

Além dessas, é evidente que outras questões poderão ser colocadas para reflexão, mas espera-se que não só elas como as respostas a elas sejam ampliadas com o estudo e uso dos conceitos de solos não saturados na prática da engenharia de fundação. Por exemplo, embora não se tenha dado maior ênfase aos solos não saturados, como fundação de aterros, não seria o entendimento do seu comportamento a base para se evitar problemas nos aterros de acesso a viadutos?

5.7 Os solos não saturados em projetos de barragem

É provável que os projetos e construção de barragens de terra e enrocamento sejam os que mais reflexões exigem pela dinâmica por que passam as propriedades e o comportamento dos solos e enrocamentos ainda em estado não saturado e quando submetidos à saturação. Por exemplo, como considerar a geração de pressão neutra positiva na base dos maciços em função da própria construção? É evidente que a resposta não pode ser a simples consideração da pressão neutra como uma fração das tensões induzidas, pois, nesse caso, a questão poderia ser ampliada: para até onde irão as pressões neutras geradas? E onde elas não chegaram a serem geradas, qual foi o impacto no comportamento mecânico do solo?

Outra questão que pode ser colocada diz respeito à ascensão capilar em núcleos de barragens quando do enchimento. Ora, se o solo se encontra, devido à compactação e eventual desidratação, com uma sucção capilar elevada, na fase inicial, a zona de saturação deve ir além do previsto para a linha freática, mas como considerar esse efeito e quais suas consequências para o projeto? Além disso, se a barragem apresenta formato curvo em planta, como considerar o efeito dessa morfologia sobre o fluxo e sobre os drenos?

Embora outras questões possam ser colocadas no âmbito dos solos não saturados, uma última merece ser posta para maior reflexão: qual o impacto da geração de pressão neutra positiva na fase ar presente em enrocamentos e solos de margem de reservatório sobre sua degradação quando submetidos a frentes de saturação?

5.8 Os solos não saturados em projetos de estruturas de pavimento

As estruturas de pavimento, talvez, sejam as obras de engenharia que mais se submetem à dinâmica climática, tendo em vista o fato de que os solos nelas envolvidos, estrutura de pavimento e subleito, são relativamente superficiais. Além do aspecto umidade, que varia com as condições climáticas, a própria variação da temperatura assume relevância significativa não só para o comportamento da obra como para a sua própria execução, pois as condições de estudo de laboratório são geralmente distintas das de campo. Os resultados apresentados por Collantes (2022) sobre a influência da temperatura no comportamento mecânico e na própria curva de compactação, como mostram as Figuras 14a e 14b, inclusive indicando que a influência depende do tipo de solo, deixam aqui a questão: como considerar a influência da temperatura no comportamento mecânico dos solos e no próprio controle da execução da obra no caso dos solos compactados?

Outro aspecto que as coloca na vanguarda da dinâmica das propriedades e de comportamento não saturado diz respeito à grande variedade de morfologias da própria via, morfologias dos relevos nos quais se insere e também do uso e ocupação do solo em seu entorno, elementos indiscutivelmente relevantes para essa dinâmica.

Considerando-se tais dinâmicas, ficam as perguntas: nos pavimentos flexíveis, são considerados, na avaliação de fenômenos, como o da fadiga, os ciclos de energia impostos às estruturas de pavimento em função das variações de sucção/capilaridade? Nos pavimentos rígidos, tem sido avaliada a influência das alterações na deformabilidade dos materiais de fundação a partir dos bordos sobre o desempenho do revestimento? O impacto da geomorfologia da via e de seu entorno, por influenciar na umidade de equilíbrio

e, portanto, na sucção, tem sido considerado em estudos, projetos e execuções das estruturas de pavimento?

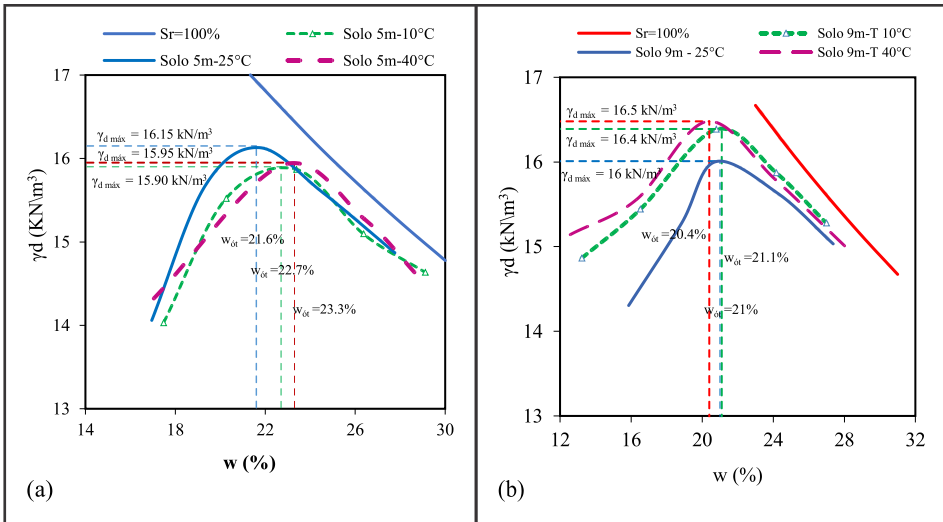


Figura 14 – Influência da temperatura na compactação dos solos compondo um perfil de intemperismo tropical: a) solo coletado a 5 m; b) solo coletado a 9 m

5.9 Os solos não saturados em projetos de túneis

Os túneis são, talvez, as obras de engenharia nas quais a influência da não saturação dos solos, quando presentes nesse estado, é mais marcante, embora, quase nunca considerada. Para realçar essa importância, apresentam-se, aqui, apenas algumas questões: em mantos de solos tropicais profundamente intemperizados, a escavação de túneis pode dar origem a processos de colapso estrutural do solo? Por quê? Como levar em consideração o efeito da sucção e de sua dinâmica nas alterações dos estados de tensões oriundas da escavação dos túneis? Em escavações realizadas abaixo do nível freático, sendo este rebaixado na frente de escavação, como fica o impacto das pressões neutras negativas que vão aparecer na zona rebaixada, assim como de sua dinâmica? Como o entendimento do comportamento do solo não saturado pode beneficiar a definição de processo construtivo mais apropriado?

5.10 Os solos não saturados em projetos de lagoas de estabilização

Os projetos e execução de lagoas de estabilização destinadas ao tratamento de águas servidas é, talvez, um dos casos em que se aplicam os conceitos de solos não saturados de modo mais amplo, pois envolvem desde questões de fluxo até questões pertinentes ao comportamento mecânico do solo, passando por problemas ambientais de contaminação do solo e da água de subsuperfície, além da carga química sobre a atmosfera, que termina

atingindo a sucção total por meio da interação solo-atmosfera. Contudo, serão colocadas, aqui, apenas algumas questões com base em um estudo de caso.

Certa feita, dois acadêmicos foram solicitados a prestarem auxílio por meio de extensão universitária a um projetista da região Sul do país, o qual estava desenvolvendo um projeto de Lagoas de Estabilização no Distrito Federal e, por prudência, como não conhecia bem os solos regionais, precisava inteirar-se melhor sobre os riscos de colapso estrutural dos solos de fundação da obra que estava a projetar.

Tratava-se de uma área de cerrado, medindo, aproximadamente, 200 m por 200 m, dotada de pequena declividade, 5% a 10%, com manto de intemperismo espesso, na qual estava prevista a implantação de algumas lagoas de estabilização com parte em corte e parte em aterro de modo a aproveitar a declividade do terreno natural e não necessitar a importação de material. Os acadêmicos sugeriram a realização de estudos em três perfis de solo distribuídos diagonalmente do extremo de maior altitude para o de menor. Os estudos compreenderiam apenas ensaios de granulometria com e sem o uso de defloculante e ensaios de colapso duplo oedométricos, pois, na parte de aterro, a sobrecarga variava até atingir a zona de corte. Cabe salientar que os estudos foram realizados na estação seca, mas a previsão da execução das obras era para o período chuvoso, de dezembro a março. Aqui, já cabem duas perguntas: quando usar o ensaio duplo oedométrico e quando usar ensaios de colapso sob tensão controlada? Quando usar ensaios oedométricos e quando usar ensaios triaxiais?

Feitos os estudos, em um dos extremos, as análises granulométricas com e sem o uso de defloculante não apresentaram diferenças, mas depreendia-se, pela diferença entre os ensaios oedométricos realizados com e sem inundação, que o colapso por inundação nesse local seria significativo. No outro extremo do terreno, ocorreu exatamente o oposto em ambas as análises, granulométrica e de colapso. Para surpresa do projetista, os acadêmicos recomendaram tranquilidade quanto ao problema de colapso para o extremo onde o solo apresentou colapso por inundação, e, para o outro, onde indícios de possibilidade de colapso não foram visualizados, nos ensaios duplos oedométricos, recomendaram cautela e a impermeabilização das Lagoas de Estabilização. Com base nos conhecimentos adquiridos ao longo deste livro ou mesmo de outros que já possuía, fica neste final de capítulo, a questão para o leitor: por que os acadêmicos fizeram tais sugestões que chegaram a surpreender o projetista? Estaria a verdadeira prática da engenharia fundamentada na experiência ou na reflexão? A resposta a essa última questão é, certamente, o caminho para uma engenharia melhor, com mais qualidade.

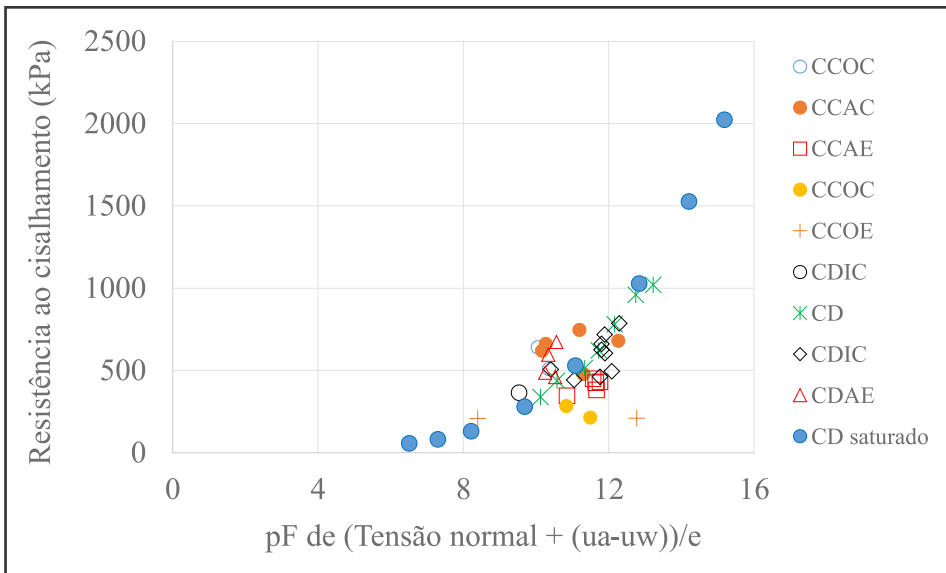
6. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Buscou-se, neste capítulo, colocar algumas questões para reflexão sobre as propriedades e o comportamento dos solos não saturados, na certeza de que muitas delas encontrarão respostas neste livro e outras servirão para aguçar a busca e novas reflexões.

Além da necessidade de um maior estreitamento entre os estudos voltados para os solos não saturados e aqueles endereçados aos solos saturados, pois as propriedades de ambos sofrem influência das variações de energia, da dinâmica espacial e temporal, a ampliação do alcance dos estudos das propriedades e dos comportamentos dos solos não

saturados requer estabelecer maior estreitamento entre os estudos experimentais e a modelagem numérica.

O estudo dos solos não saturados não deve se distanciar do estudo dos solos saturados até porque o que está em estado não saturado pode passar a saturado e vice-versa. Pensar o comportamento do solo em ambos os estados em termos de energia parece ser o melhor caminho para se chegar ao entendimento do comportamento do solo como um todo. A Figura 15, obtida a partir dos resultados apresentados por Camapum de Carvalho (1985), com dados oriundos de ensaios de cisalhamento direto realizados sobre o solo em estado saturado e diferentes tipos de ensaio realizados sobre o mesmo solo em estado não saturado aponta nesse sentido, indicando que o efeito da sucção/capilaridade se soma ao da tensão. Destaca-se que, para esses resultados, os valores de sucção foram estimados a partir de curvas características de retenção de água.



CC - ensaio triaxial a velocidade constante; CCA (E - extensão, C - compressão) - a partir de um estado de tensão anisotrópico; CCO (E - extensão, C - compressão) - a partir da origem; CDI (E - extensão, C - compressão) - ensaio triaxial consolidado isotropicamente; CDAE - Ensaio triaxial de extensão sobre corpo de prova consolidado anisotropicamente; CD ensaio de cisalhamento direto.

Figura 15 – Comportamento mecânico de um solo compactado

A Figura 16 apresenta as curvas de fluidez obtidas nos ensaios de limite de liquidez realizados para dois solos localizados próximos um do outro sendo, no entanto, um localizado sob um aterro sanitário e o outro fora da área de influência dos contaminantes provenientes desse aterro (Ramirez, 2016). Os resultados para os dois solos são bastante distintos e levam à questão: não seria relevante, em situações envolvendo estabilizações químicas e alterações químicas do meio, a consideração da influência da sucção osmótica no comportamento mecânico do solo afetado?

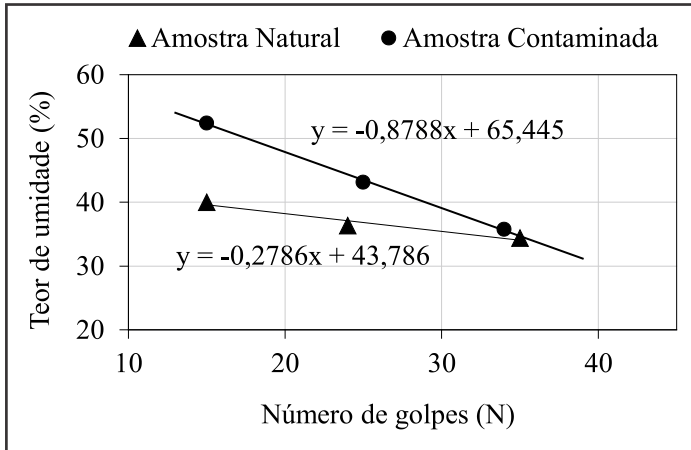


Figura 16 – Curvas de fluidez (modificado Ramirez, 2016)

Ainda fazendo-se referência à mesma linha de estudo, a Figura 17 apresenta análises de resultados publicados por Valência *et al.* (2022), considerando a proposta de avaliação comportamento mecânico em função da sucção matricial em pF (logaritmo da sucção em centímetros de coluna de água) normalizada pelo índice de vazios apresentado por Camapum de Carvalho e Pereira (2001, 2002). Nessa Figura, NCL diz respeito ao solo não contaminado e CSL ao solo contaminado. Embora o número de resultados publicados nesse artigo seja pequeno, ele mostra que, em termos de coesão, onde predomina a influência da sucção matricial, os resultados se enquadram em uma mesma tendência (Figura 14a). No entanto, o atrito que depende mais diretamente das forças interativas entre a água que recobre o mineral e o mineral, intervindo aí, de modo direto, a sucção osmótica, mostra claramente a influência do contaminante no ângulo de atrito, ficando a questão: o impacto dos contaminantes no comportamento mecânico não necessitaria de estudos mais amplos nos domínios dos solos saturados e, em especial, dos solos não saturados?

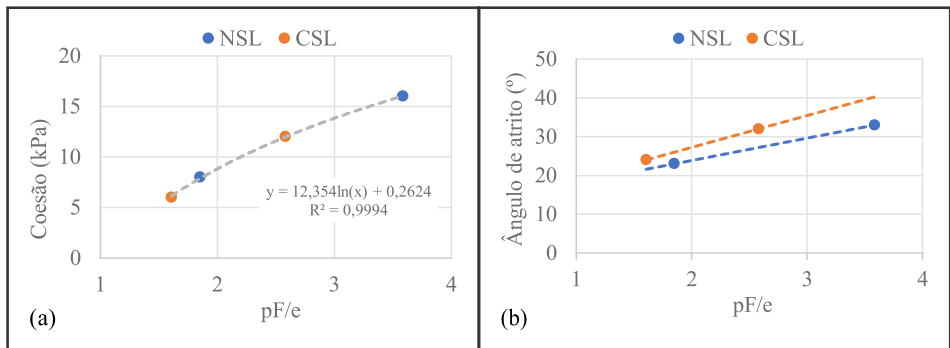


Figura 17 – Parâmetros de resistência em função de pF/e (modificado, Valencia *et al.*, 2022)

Fazendo-se a junção interpretativa entre os resultados apresentados na Figura 13 e na Figura 14, ficam aqui duas últimas questões que realçam a importância da ampliação das reflexões na Engenharia Geotécnica: 1) Em especial, quando de alterações químicas do meio, os limites de Atterberg não teriam um alcance mais amplo que a simples classificação do solo quanto à plasticidade? 2) Mesmo em se tratando de resultados obtidos para o solo em estado saturado, quando se fazem os ensaios de limite de liquidez (w_l) e de plasticidade (w_p), os limites de Atterberg não dariam uma boa sinalização para a relevância da sucção osmótica atuante nos solos em estado não saturado quando de alterações químicas do meio?

REFERÊNCIAS

- ARYA, L.M. & PARIS, J.F. (1981). A physicoempirical model to predict the soil moisture characteristic from particle-size distribution and bulk density data. In: Soil Science Soc. Am. J., 45, pp. 1023-1030.
- AYALA, R.J.L. (2020). Melhoria de solos com fibras provenientes da indústria avícola. Brasília: Tese de Doutorado, G.TD-159/2020, Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Universidade de Brasília, 272 p. <https://www.geotecnia.unb.br/index.php/pt/producao-academica/teses-e-dissertacoes>
- BISHOP, A.W. (1959). The principle of effective stress. *Teknisk Ukeblad*. 106:859e63.
- CAMAPUM DE CARVALHO, J. (1985). Etude du comportement mécanique d'une marne compactée. Tese de Doutorado. INSA, Toulouse, 181 p.
- CAMAPUM DE CARVALHO, J. (2004). Propriedades e comportamento de solos tropicais não-saturados. V Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados, São Carlos, v. II. pp. 1-22.
- CAMAPUM DE CARVALHO, J. & GITIRANA JR, G.F.N. (2005). Considerações sobre parâmetros de resistência de solos tropicais. II Simpósio Sobre Solos Tropicais e Processos Erosivos no Centro-Oeste, Goiânia, pp. 183-191.
- CAMPAPUM DE CARVALHO, J. & GITIRANA JR., G.P.N. (2021). Unsaturated soils in the context of tropical soils. In: *Soils and Rocks*, 44(3). www.soilsandrocks.com
- CAMAPUM DE CARVALHO, J. & LEROUEIL, S. (2004). Curva característica de sucção transformada. *Solos e Rochas*, (27)3: 231-242.
- CAMAPUM DE CARVALHO, J. & PEREIRA, J.H.F. (2001). Estudo do comportamento mecânico dos solos não saturados com base na sucção normalizada. IV Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados, Porto Alegre, pp.134-148.

CAMAPUM DE CARVALHO, J. & PEREIRA, J.H.F. (2002). Une approche pour la description des propriétés des sols non saturés. 3th International Conference On Unsaturated Soils, Recife, v. II, pp. 501-506.

CAMAPUM DE CARVALHO, J., PEREIRA, J.H.F. & GUIMARÃES, R.C. (2002). Etfondrement de Sols Tropicaux. Third International Conference on Unsaturated Soils, Recife, v. II, pp. 851-856.

CAMPOS, I.C.O.; GUIMARÃES, E.M. & CAMAPUM DE CARVALHO, J. (2008). Busca de entendimento da curva característica de materiais expansivos. XIV COBRAMSEG, Búzios, pp. 1-8.

COLLANTES, R.C.P. (2022). Influência da temperatura na sucção e comportamento mecânico dos solos tropicais compactados. Tese de Doutorado, Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Universidade de Brasília, 177 p

GITIRANA JR., G. F. N., CAMAPUM DE CARVALHO, J. & CORDÃO NETO, M. P. (2006). Previsão de curvas características de um perfil de solo colapsível de Brasília utilizando curvas granulométricas. XIII Congresso Brasileiro de Mecânica do Solos e Engenharia Geotécnica, Curitiba, v. I, 6 p.

GRIM, R.E. (1962). Applied clay mineralogy. McGraw-Hill Book Company, New York, 422 p.

LIMA, M.C. (2003). Degradação físico-química e mineralógica de maciços junto às voçorocas. Tese de Doutorado, Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Universidade de Brasília, 336 p. <https://www.geotecnia.unb.br/index.php/pt/producao-academica/teses-e-dissertacoes>

LIMA, M.R.C. (2018). Estudo de técnicas alternativas para monitoramento ótico de tensões, deformações e temperatura em obras de engenharia. Brasília: Tese de Doutorado G. TD – 145/2018, Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Universidade de Brasília, 169 p. <https://www.geotecnia.unb.br/index.php/pt/producao-academica/teses-e-dissertacoes>

LIMA, R.M. (2022). Análise do comportamento mecânico de britas graduadas tratadas com cimento (BGTC). Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Universidade de Brasília. 111 p.

MACHADO, S.L. & VILAR, O.M. (1998). Resistência ao cisalhamento de solos não saturados: Ensaio de laboratório e determinação expedita. Solos e Rocha, 2(21): 65-78.

MASCARENHA, M.M.A. (2003). Influência do recarregamento e da sucção na capacidade de carga de estacas escavadas em solos porosos colapsíveis. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Universidade de Brasília. 141 p.

MASCARENHA, M.M.A. (2008). Influência da microestrutura no comportamento hidromecânico de uma argila siltosa não saturada incluindo pequenas deformações. Tese de Doutorado, Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Universidade de Brasília, 158 p.

MELLO, V.F.B. (1973). Notas de aula da disciplina Mecânica dos Solos. EP-USP. Universidade de São Paulo.

MORAES, T.R.; NUNES, A.L.L.S. & LACERDA, W.A. (2005). Resistência ao cisalhamento de dois solos coluvionares lateríticos através de ensaios de: compressão diametral e cisalhamento direto. IV Conferência Brasileira sobre Estabilidade de Encostas, Salvador, v. I, pp. 193-204.

MUÑETÓN, C.M. G. (2013). Avaliação geotécnica de um perfil de solo tratado biotecnologicamente para fins de pavimentação. Tese de Doutorado, Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Universidade de Brasília, 168 p.

OLIVEIRA, M.C.; FAGG, C.W.; CARVALHO, J.C. & CORREIA, C.R.M.A. (2012). Queimadas, práticas agrícolas, recuperação de áreas degradadas e a infiltração no Cerrado. CARVALHO, J.C.; GITIRANA JÚNIOR, G.F.N. & CARVALHO, E.T.L. (orgs.). Tópicos sobre infiltração: teoria e prática aplicadas a solos tropicais. Faculdade de Tecnologia, Brasília, pp. 207-234.

PÉREZ, A.C. (2018). Influência de insumos agrícolas em propriedades físicas de solos tropicais. Brasília: Dissertação de Mestrado G.DM. – 298/2018, Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Universidade de Brasília, 103 p. <https://www.geotecnia.unb.br/index.php/pt/producao-academica/teses-e-dissertacoes>

PESSOA, F.H.C. (2004). Análise dos solos de Urucu para fins de uso rodoviário. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Geotecnia Universidade de Brasília, 151 p.

RAMÍREZ, A.Q. (2016). Efecto de los lixiviados de residuos sólidos en las propiedades geotécnicas de un suelo tropical. Medellín: Dissertação de Mestrado, Universidade Nacional da Colômbia, Faculdade de Minas, Departamento de Engenharia Civil.

SAMUELS, S.G. (1950). The effect of base Exchange on the engineering properties of soils. Bld. Research Sta. G. Britain, Note C176.

ROBERTSON, P. K.; VIANA DA FONSECA, A.; ULRICH, B.; COFFIN, J. (2017). Characterization of unsaturated mine waste: a case history. Canadian Geotechnical Journal, v. 54, n. 12, p. 1752-1761. <https://doi.org/10.1139/cgj-2017-0129>.

SANTOS JR., O.F.; FREITAS NETO, O.; CAMAPUM DE CARVALHO, J.; SALES, M.M.; CAMPOS, L.E.P.; SCUDELARI, A.C. & SEVERO, R.N.F. (2017). Erosão continental, costeira e de bordas de reservatórios. Goiânia: In Erosão em Borda de

Reservatório. Universidade Federal de Goiás, pp. 345-367. <https://gecon.eec.ufg.br/p/18785-publicacoes>

SENAHA, S.C.F. (2019). A quartzilização em perfis de intemperismo tropical. Brasília: Dissertação de Mestrado G.DM. – 332/2019, Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Universidade de Brasília, 159 p.

SILVA, F. C. (2022). Estimativa de curvas características de solos tropicais brasileiros via métodos indiretos. Dissertação de Mestrado G.DM. - 372/2022, Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Universidade de Brasília, 236 p.

VALENCIA, Y.G. (2009). Influência da biomineralização nas propriedades físico – mecânicas de um perfil de solo tropical afetado por processos erosivos. Tese de Doutorado, Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Universidade de Brasília, 183 p.

VALENCIA, Y.G.; FARIAS, M.M.; CAMAPUM DE CARVALHO, J. & CORDÃO NETO, M.P. (2007). Determinação dos parâmetros da envoltória de ruptura em solos não saturados a partir de diversos ensaios simples de laboratório. VI Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados, Salvador, v. I, pp. 339-342.

VALENCIA, Y.G.; RAMIREZ, A.Q. & VALENCIA, L.A.L. (2022). A laboratory methodology for predicting variations in the geotechnical parameters of soil exposed to solid waste leachates in the field. In. ELSEVIER, Results in Engineering, Volume 14, junho de 2022, 100398. <https://doi.org/10.1016/j.rineng.2022.100398>

VARGAS, M. (1978). Introdução à mecânica dos solos. McGraw-Hill do Brasil, São Paulo, 509 p.

VILAR, O.M. & RODRIGUES, R.A. (2007). Métodos expeditos para previsão da resistência de solos não saturados e identificação de solos colapsíveis. VI Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados, Salvador, v. II, pp. 575-592.

WANDERLEY NETO, R.V. (2020). Estudo experimental de interfaces solo-concreto no contexto de solos não saturados. Brasília: Dissertação de Mestrado G.DM. – 344/2020, Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Universidade de Brasília, 183 p. <https://www.geotecnia.unb.br/index.php/pt/producao-academica/teses-e-dissertacoes>

YEO, Y.S. (2011). Characterisation of cement treated crushed rock basecourse for western australian roads. Tese de doutorado. School of Civil and Mechanical Engineering, Curtin University. 340 p.

YEO, Y.S.; JITSANGIAM, P. & NIKRAZ, H. (2011). Moisture susceptibility of cement stabilised basecourse. In Proceedings of the 7th International Conference on Road and Airfield Pavement Technology, pp. 299-309.

AUTORES DO LIVRO

**Ana Patrícia Nunes
Bandeira**

Engenheira Civil, D.Sc., Professora Associada do Centro de Ciências e Tecnologia da Universidade Federal do Cariri.
Autoria: Capítulo 24

**Analice França
Lima Amorim**

Engenheira Civil, D.Sc., Professora Adjunta do Centro de Tecnologia e Geociências da Universidade Federal de Pernambuco.
Autoria: Capítulo 2

**André Luís Brasil
Cavalcante**

Engenheiro Civil, D.Sc., Professor do Departamento de Engenharia Civil e Ambiental e do Programa de Pós-Graduação em Geotecnia da Universidade de Brasília.
Autoria: Capítulo 22

**Andrea Cardona
Pérez**

Engenheira Civil, D.Sc. em Geotecnia pelo Programa de Pós-Graduação em Geotecnia da Universidade de Brasília.
Autoria: Capítulo 16

**Andrelisa Santos de
Jesus**

Geógrafa, D.Sc., Professora Associada do Instituto de Estudos Socioambientais da Universidade Federal de Goiás.
Autoria: Capítulo 6

**Antônio Nunes de
Miranda**

Engenheiro Civil, Ph.D., Professor Titular da Universidade Federal do Ceará.
Autoria: Capítulo 26

**Breno Padovezi
Rocha**

Engenheiro Civil, D.Sc., Professor no Campus Avançado Ilha Solteira do Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia de São Paulo.
Autoria: Capítulo 20

**Camila Rosa
Bezerra Coelho**

Bióloga, D.Sc. em Geotecnia Ambiental, Pesquisadora, Laboratório de Geotecnia, Programa de Engenharia Civil, COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro.
Autoria: Capítulo 15

- Carlos Medeiros Silva** Engenheiro Civil, D.Sc., Diretor Técnico da Empresa Brasileira de Engenharia e Fundações Ltda (Embre).
Autoria: Capítulo 27
- Cláudia Valéria de Lima** Geóloga, D.Sc., Professora Associada do Instituto de Estudos Sócio-Ambientais e do Programa de Pós-Graduação em Geografia da Universidade Federal de Goiás.
Autoria: Capítulo 6
- Claudio Fernando Mahler** Engenheiro Civil, D.Sc., Livre Docente pela USP, Professor Titular do Programa de Engenharia Civil do Instituto Alberto Luiz Coimbra, COPPE, da Universidade Federal do Rio de Janeiro.
Autoria: Capítulo 24
- Denise Maria Soares Gerscovich** Engenheira Civil, D.Sc., Professora Titular do Departamento de Estruturas e Fundações e do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil (PGECIV) da Universidade do Estado do Rio de Janeiro.
Autoria: Capítulos 13 e 25
- Ennio Marques Palmeira** Engenheiro Civil, Ph.D., Professor Titular do Departamento de Engenharia Civil e Ambiental e do Programa de Pós-Graduação em Geotecnia da Universidade de Brasília.
Autoria: Capítulo 23
- Eurípedes do Amaral Vargas Junior** Engenheiro Civil, Ph.D., Professor associado da Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro e professor do Departamento de Geologia da Universidade Federal do Rio de Janeiro.
Autoria: Capítulo 25
- Fabricao Bueno da Fonseca Cardoso** Geólogo, D.Sc., Especialista em Regulação de Recursos Hídricos e Saneamento Básico da Agência Nacional de Águas e Saneamento Básico.
Autoria: Capítulo 4
- Felipe Jucá Maciel** Engenheiro Civil, D.Sc., Pesquisador do Grupo de Resíduos Sólidos da Universidade Federal de Pernambuco.
Autoria: Capítulo 15

- Fernando Antônio Medeiros Marinho** Engenheiro Civil, Ph.D., Professor Associado do Departamento de Geologia Sedimentar e Ambiental do Instituto de Geociências da USP e do Programa de Pós-Graduação em Recursos Minerais e Hidrogeologia da USP.
Autoria: Capítulos 10 e 11
- Francisco Chagas da Silva Filho** Engenheiro Civil, D.Sc., Professor do Departamento de Engenharia Hidráulica e Ambiental e do Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil (Recursos Hídricos) da Universidade Federal do Ceará.
Autoria: Apresentação e Capítulos 1, 21, 26 e 29
- Gaspar Monsalve Mejía** Engenheiro Geólogo, Ph.D., Professor da Faculdade de Minas da Universidade Nacional da Colômbia em Medellín.
Autoria: Capítulo 6
- Gilson de Farias Neves Gitirana Junior** Engenheiro Civil, Ph.D., Professor Titular da Escola de Engenharia Civil e Ambiental e do Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Estruturas e Construção Civil, da Universidade Federal de Goiás.
Autoria: Apresentação e Capítulos 1, 10, 11, 14 e 29
- Gislaine Cristina Luiz** Geógrafa, D.Sc., Professora do Instituto de Estudos Socioambientais e do Programa de Pós-Graduação em Geografia, da Universidade Federal de Goiás.
Autoria: Capítulo 14
- Heraldo Luiz Giacheti** Engenheiro Civil, D.Sc., Professor Titular da Faculdade de Engenharia de Bauru e do Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil e Ambiental da Universidade Estadual Paulista “Júlio de Mesquita Filho”.
Autoria: Capítulo 20
- Hernán Eduardo Martínez Carvajal** Engenheiro Geólogo, D.Sc., Professor Catedrático da Universidade Nacional da Colômbia em Medellín.
Autoria: Capítulo 6
- João Guilherme Rassi Almeida** Engenheiro Ambiental, M.Sc., Doutorando do Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Estruturas e Construção Civil, da Universidade Federal de Goiás.
Autoria: Capítulo 24

**Joaquim Teodoro
Romão de Oliveira**

Engenheiro Civil, D.Sc., Professor Adjunto da Graduação e do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Católica de Pernambuco. Engenheiro do Laboratório de Solos e Instrumentação da Universidade Federal de Pernambuco.

Autoria: Capítulo 8

**John Kennedy
Guedes Rodrigues**

Engenheiro Civil, D.Sc., Professor do Departamento de Engenharia Civil e do Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil e Ambiental da Universidade Federal de Campina Grande.

Autoria: Capítulo 12

**Jorge Augusto
Pereira Ceratti**

Engenheiro Civil, D.Sc., Professor Permanente do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil - Construção e Infraestrutura da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Autoria: Capítulo 28

**Jorge Gabriel
Zornberg**

Engenheiro Civil, Ph.D., Professor na Área de Engenharia Geotécnica da Universidade do Texas em Austin.

Autoria: Capítulos 22 e 23

**José Camapum de
Carvalho**

Engenheiro Civil, Administrador, Advogado, Dr., Pesquisador Colaborador do Programa de Pós-Graduação em Geotecnia da Universidade de Brasília.

Autoria: Apresentação e Capítulos 1, 4, 6, 12, 16, 22, 27, 28 e 29

**José Fernando
Thomé Jucá**

Engenheiro Civil, D.Sc., Professor titular e Coordenador do Grupo de Resíduos Sólidos/Geotecnia Ambiental da Universidade Federal de Pernambuco.

Autoria: Capítulo 15

**José Henrique
Feitosa Pereira (*in
memoriam*)**

Engenheiro Civil, D.Sc., Professor do Departamento de Engenharia Civil e Ambiental e do Programa de Pós-Graduação em Geotecnia da Universidade de Brasília.

Autoria: Capítulo 27

- Kaliny Patrícia Vaz Lafayette** Engenheira Civil, D.Sc., Professora Associada do Departamento de Engenharia Civil e do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade de Pernambuco - UPE/POLI.
Autoria: Capítulo 24
- Kátia Vanessa Bicalho** Engenheira Civil, Ph.D., Professora Titular do Departamento de Engenharia Civil e do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil (PPGEC) da Universidade Federal do Espírito Santo.
Autoria: Capítulo 13
- Laura De Simone Borma** Engenheira Civil, D.Sc., Pesquisadora da Divisão de Impactos, Adaptação e Vulnerabilidade (DIIAV) do INPE (Instituto Nacional de Pesquisas Espaciais) e coordenadora da pós-graduação em Ciências do Sistema Terrestre (PGCST) do INPE.
Autoria: Capítulo 14
- Lêda Christiane de Figueirêdo Lopes Lucena** Engenheira Civil, D.Sc., Professora da Unidade Acadêmica de Engenharia Civil e do Programa de pós-graduação em Engenharia Civil e Ambiental da Universidade Federal de Campina Grande.
Autoria: Capítulo 28
- Liedi Légi Bariani Bernucci** Engenheira Civil, D.Sc., Professora Titular do Departamento de Engenharia de Transportes e Vice-Diretora da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo.
Autoria: Capítulo 28
- Lilian Ribeiro de Rezende** Engenheira Civil, D.Sc., Professora titular da Escola de Engenharia Civil e Ambiental e do Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Estruturas e Construção Civil de Universidade Federal de Goiás.
Autoria: Capítulo 28
- Lucas Parreira de Faria Borges** Engenheiro Civil, D.Sc., Pesquisador Colaborador do Programa de Pós-Graduação em Geotecnia da Universidade de Brasília.
Autoria: Capítulo 22

- Lúcio Flávio de Souza Villar** Engenheiro Civil, D.Sc., Professor no Departamento de Engenharia de Transportes e Geotecnia da Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais.
Autoria: Capítulo 12
- Márcia Maria dos Anjos Mascarenha** Engenheira Civil, D.Sc., Professora associada da Escola de Engenharia Civil e do Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Estrutura e Construção Civil da Universidade Federal de Goiás.
Autoria: Apresentação e Capítulos 1, 24, 27 e 29
- Márcia Salamoni Batalha** Engenheira Civil, D.Sc. no Programa de Engenharia Civil (Geotecnia Ambiental) da Universidade Federal do Rio de Janeiro.
Autoria: Capítulo 15
- Marcio de Souza Soares de Almeida** Engenheiro Civil, Ph.D., Professor Titular do Programa de Engenharia Civil da COPPE-Universidade Federal do Rio de Janeiro).
Autoria: Capítulo 18
- Marcos Massao Futai** Engenheiro Civil, D.Sc., Livre Docente, Professor do Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotécnica e do Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil da Universidade de São Paulo.
Autoria: Capítulo 18
- Maria Claudia Barbosa** Engenheira Civil, D.Sc., Professora do Programa de Engenharia Civil da COPPE-UFRJ (Universidade Federal do Rio de Janeiro).
Autoria: Capítulos 4 e 15
- Maria Cristina de Oliveira** Bióloga, D.Sc., Professora da Universidade de Brasília, Faculdade UnB Planaltina.
Autoria: Capítulo 6
- Mariana Ferreira Benessiuti Motta** Engenheira Civil, D.Sc., Professora Assistente Doutora da Faculdade de Engenharia de Guaratinguetá da Universidade Estadual Paulista “Júlio de Mesquita Filho”.
Autoria: Capítulo 19

- Mario Guilherme Garcia Nacinovic** Agrônomo, D.Sc., Pesquisador do Instituto Alberto Luiz Coimbra, COPPE, da Universidade Federal do Rio de Janeiro.
Autoria: Capítulo 24
- Marlon José de Lima** Engenheiro Civil, D.Sc., Analista em Ciência Tecnologia e Inovação do Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico
Autoria: Capítulo 23
- Mauricio Martines Sales** Engenheiro Civil, D.Sc., Professor Titular da Escola de Engenharia Civil e Ambiental e do Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Estruturas e Construção Civil de Universidade Federal de Goiás.
Autoria: Capítulo 27
- Michelle Matos de Souza** Engenheira Civil, D.Sc., Gerente de Meio Ambiente da EnviroProtect (Austrália).
Autoria: Capítulo 15
- Miguel Angel Alfaro Soto** Engenheiro Civil, Ph.D., Pesquisador afiliado do Centro de Estudos Ambientais da UNESP de Rio Claro, pela FUNDU-NEP.
Autoria: Capítulos 10 e 11
- Newton Moreira de Souza** Engenheiro Civil, D.Sc., Professor Associado do Departamento de Engenharia Civil e Ambiental e do Programa de Pós-Graduação em Geotecnia da Universidade de Brasília.
Autoria: Capítulo 7
- Orencio Monje Vilar** Engenheiro Civil, D.Sc., Professor Titular aposentado do Departamento de Geotecnia da Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo.
Autoria: Capítulos 5, 17 e 27
- Patrícia de Araújo Romão** Geóloga, D.Sc., Professora Titular do Instituto de Estudos Socioambientais da Universidade Federal de Goiás e do Programa de Pós-Graduação em Geografia da UEG.
Autoria: Capítulo 7

- Patrícia Figueiredo de Sousa** Engenheira Civil, M.Sc., Aluna de Doutorado do Programa de Pós-Graduação em Geotecnia da Universidade de Brasília.
Autoria: Capítulo 22
- Paulo Cesar Burgos** Engenheiro Civil, M.Sc., Professor da Universidade do Estado da Bahia, Professor da Universidade Católica do Salvador e Pesquisador Técnico da Universidade Federal da Bahia - Laboratório de Geotecnia.
Autoria: Capítulos 3 e 9
- Pedro Murrieta Santos Neto** Engenheiro Civil, D.Sc., Professor aposentado do Departamento de Engenharia Civil e Ambiental da Universidade de Brasília.
Autoria: Capítulo 18
- Raimundo Leidimar Bezerra** Engenheiro Civil, D.Sc., Professor da Universidade Estadual da Paraíba.
Autoria: Capítulos 3 e 26
- Renato Marques Cabral** Engenheiro Civil, D.Sc., gerente do Centro Tecnológico de Engenharia Civil de Furnas e Professor da Universidade Estadual de Goiás.
Autoria: Capítulo 12
- Roberto Francisco de Azevedo** Engenheiro Civil, Ph.D., Professor Titular aposentado do Departamento de Engenharia Civil da Universidade Federal de Viçosa.
Autoria: Capítulo 12
- Roger Augusto Rodrigues** Engenheiro Civil, D.Sc., Professor Associado da Faculdade de Engenharia de Bauru e do Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil e Ambiental da Universidade Estadual Paulista “Júlio de Mesquita Filho”.
Autoria: Apresentação e Capítulos 1, 2, 20 e 29
- Rose Mary Gondim Mendonça** Geóloga, D.Sc., Professora do curso de Engenharia Ambiental da Fundação Universidade Federal do Tocantins.
Autoria: Capítulo 4

- Rubén Darío Londoño Aguirre** Engenheiro Civil, Mestre em Recursos Hídricos pelo Programa de Pós-Graduação em Aproveitamento de Recursos Hídricos da Faculdade de Minas da Universidade Nacional da Colômbia em Medellín.
Autoria: Capítulo 6
- Sandro Lemos Machado** Engenheiro Civil, D.Sc., Professor Titular do Departamento de Ciência e Tecnologia dos Materiais da Escola Politécnica da Universidade Federal da Bahia.
Autoria: Apresentação e Capítulos 1, 5, 13 e 29
- Silvio Crestana** Físico, D.Sc., Pesquisador da Empresa Brasileira de Pesquisa Agropecuária (EMBRAPA) e Professor do Programa de Pós-Graduação em Ciências da Engenharia Ambiental da Escola de Engenharia de São Carlos.
Autoria: Capítulo 22
- Silvio Romero de Melo Ferreira** Engenheiro Civil, D.Sc., Professor Titular de Engenharia Civil e Ambiental da Universidade Federal de Pernambuco.
Autoria: Capítulos 8 e 17
- Tácio Mauro Pereira de Campos** Engenheiro Civil, Ph.D., Professor Titular do Departamento de Engenharia Civil e Ambiental da Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro.
Autoria: Capítulos 19 e 25
- Tatiana Diniz Gonçalves** Geógrafa, DSc, Empresária.
Autoria: Capítulo 7
- Vanda Tereza Costa Malveira** Engenheira Civil, D.Sc., Professora adjunta da Universidade do Vale do Acaraú.
Autoria: Capítulo 26
- Yamile Valencia González** Ingeniera Civil, DSc, Profesora Departamento de Ingeniería Civil, Facultad de Minas, Universidad Nacional de Colombia, Sede Medellín.
Autoria: Capítulo 8

**Wai Ying Yuk
Gehling**

Engenheira Civil, Ph.D., Professora associada do Departamento de Engenharia Civil e membro permanente do Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.
Autoria: Capítulo 28

**Washington Peres
Núñez**

Engenheiro Civil, D.Sc. Professor Titular do Departamento de Engenharia Civil e Professor Permanente do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil – Construção e Infraestrutura (PPGCI) da Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Professor Visitante da Universidad Mayor, Real y Pontificia de San Francisco Xavier de Chuquisaca, Bolívia
Autoria: Capítulo 28

Wilson Conciani

Engenheiro Civil, D.Sc., Professor voluntário do Instituto Federal de Brasília.
Autoria: Capítulos 3 e 9

**Wisley Moreira
Farias**

Químico, D.Sc., Professor da Universidade do Estado de Minas Gerais.
Autoria: Capítulo 4



CEHIGE

CENTRO DE ESTUDOS EM HIDROLOGIA E GEOTECNIA AMBIENTAL

O que é?

O Centro de Estudos em Hidrologia e Geotecnia Ambiental - CEHIGE é um laboratório interdisciplinar, que atua na interface Hidrologia-Geotecnia Ambiental, sendo o único no país a unir essas áreas de estudo das Engenharias. O laboratório surgiu de uma demanda da sociedade, atuando em projeto de erosões e drenagem urbana.

Laboratórios:

- Grande Laboratório • Laboratório de Ensaios de Campo
- Laboratório de Ensaios Geotécnicos Especiais • Laboratório de Ensaios de Infiltrabilidade
- Sala de Manutenção de Equipamentos Hidrológicos • Laboratório de Geotecnia Ambiental
- Laboratório de Sedimentos

Saiba mais e faça seu agendamento: cehige.eeca.ufg.br

CEHIGE **EECA**
CENTRO DE
ESTUDOS EM HIDROLOGIA
E GEOTECNIA AMBIENTAL
ESCOLA DE
ENGENHARIA CIVIL E
AMBIENTAL



Controle Tecnológico e Ensaio Laboratoriais



- Controle Tecnológico de:
 - Solos;
 - Concreto;
 - Asfalto
- Ensaio da Norma de Desempenho;
- Sondagens;
- Serviços Geotécnicos;





Núcleo Regional
Bahia

**PARTICIPANDO DA
CONSTRUÇÃO DE UM
MUNDO MELHOR!**

Siga-nos em nossas redes sociais

  @abmsnrba



**Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e
Engenharia Geotécnica**



**Aponte a câmera do seu
celular para este código:**



Conheça o site da ABMS e
junte-se aos profissionais de
altíssimo nível e renome
internacional.

ASSOCIE-SE!

NOSSA HISTÓRIA

Temos 70 anos de história, mas
estamos definitivamente ligados
no presente e sempre buscando um
lugar no futuro.

NOSSA MISSÃO

Nossa missão é fomentar o
conhecimento para que projetos e
obras de engenharia possam se
realizar e contribuir com a vida
das pessoas.



Núcleo Regional São Paulo
www.abms.com.br

O Núcleo Regional Centro Oeste da ABMS alia a formação acadêmica e a prática empresarial geotécnica. Desenvolve atividades difundindo conhecimentos, inovações e tecnologias, por meio de palestras, oficinas, cursos de formação técnica, encontros geotécnicos e simpósios. Valoriza o trabalho das geotécnicas e geotécnicos e contribui de forma solidária com instituições por meio de arrecadação voluntária de alimentos.

Nosso evento regional de maior tradição é o GEOCENTRO que acontece de dois em dois anos, de forma alternada entre as capitais dos estados que compõem o Centro Oeste e reúne profissionais, pesquisadores, estudantes, empresários e empresas

O NRCO oportuniza o acesso às pesquisas, casos de obras e avanços na prática profissional e nas tecnologias disponíveis em:

- Fundações
- Contenções
- Obras de Infraestrutura
- Ensaios de Laboratórios e de Campo
- Geotecnia Aplicada à Mineração
- Geotecnia Ambiental e Aterros Sanitários
- Geotecnia de Solos Tropicais
- Geossintéticos em Geotecnia e Meio Ambiente
- Cartografia Geotécnica e Geoprocessamento
- Mecânica das Rochas
- Obras Subterrâneas



COBRAMSEG 2014 - Goiânia



GEOCENTRO 2019 - Brasília



GEOCENTRO 2017 - Goiânia



II Encontro de Geotécnicos do Centro Oeste 2022 - Cuiabá



Palestra Milton Vargas 2019 - Cuiabá



II Encontro de Geotécnicos do Centro Oeste 2022 - Cuiabá



GEOCENTRO 2019 - Brasília



I Encontro de Geotécnicos do Centro Oeste



I GEOFLUXO 2018 - Brasília



Curso de Sondadores 2019 - Brasília



LITEC Day 2022 - Goiânia



I Encontro de Geotécnicos do Centro Oeste, 2022 - Goiânia



Informações sobre ABMS - Núcleo Regional Centro Oeste
@abms.nrcoc and www.abms.com.br





Núcleo Regional de Minas Gerais NRMG



O Núcleo Regional de Minas Gerais (NRMG) da ABMS busca promover o avanço da engenharia geotécnica em nosso estado e está empenhado em impulsionar o desenvolvimento da técnica e pesquisa científica na área da engenharia geotécnica, estabelecendo um rico intercâmbio com associações coirmãs e renomados especialistas do setor em todo o mundo. O NRMG tem se destacado anualmente com eventos de grande interesse da comunidade geotécnica promovendo regularmente palestras com especialistas de diversas áreas da geotecnia. Temos palestrantes renomados abordando temas como mecânica dos solos, mecânica das rochas, fundações, barragens e muito mais.

Se você é um profissional, pesquisador, estudante ou entusiasta da engenharia geotécnica, convidamos você a conhecer mais sobre a ABMS e tornar-se um afiliado do Núcleo Regional de Minas Gerais. Ao se juntar a nós, você terá acesso a uma vasta rede de profissionais experientes, oportunidades de atualização profissional e participação ativa em eventos e discussões relevantes para a área. Não perca tempo! Visite nosso site em www.nrmg-abms.com para saber mais sobre o núcleo, próximos eventos do núcleo e como se tornar um membro afiliado da ABMS. Junte-se a nós e faça parte do avanço da engenharia geotécnica em nosso estado!



Anos 1930/40, nas escolas de engenharia da época, não se ensinava mecânica dos solos. Na Universidade do Brasil um professor se destaca e se interessa pelo tema Mecânica dos Solos, Antônio José da Costa Nunes. Participou de inúmeros projetos da engenharia civil brasileira. Criou uma empresa, Tecnoloso S.A. Projetou, fiscalizou e executou obras importantes no que tange fundações, encostas, barragens e pontes. Foi professor catedrático da Universidade do Brasil, posteriormente conhecida como Universidade Federal do Rio de Janeiro. Foi presidente da ABMS de 1952 a 1954. Foi o criador da ancoragem em solo, tendo sido um dos maiores engenheiros geotécnicos brasileiros.

Professor Jacques de Medina, Professor emérito da Coppe/UFRJ, formou-se em Engenharia Civil (1947) pela então Universidade do Brasil. Fez mestrado em Engenharia Civil na Universidade de Purdue, Indiana (EUA), em 1951. Quando retornou ao Brasil assumiu a chefia do Laboratório Central do Departamento de Estradas e Rodagens, o qual dirigiu por onze anos. Montou laboratórios de referência, introduzindo no país os ensaios de carga repetida de solos e misturas asfálticas, além de ensaios equivalentes de areia. Na Coppe Medina ajudou a organizar a área de Geotecnia do Programa de Engenharia Civil. Foi responsável pela introdução da disciplina de Mecânica dos Solos, com ênfase em propriedades físico-químicas dos solos, ajudou a introduzir no país técnicas que consideram a condição de formação dos solos nacionais, permitindo grande economia nos dimensionamentos e maior durabilidade das estradas.

Willy Lacerda, formado em Engenharia Civil pela Escola Nacional de Engenharia da Universidade do Brasil em 1958, fez mestrado e doutorado na Universidade da Califórnia, Berkeley e é hoje professor emérito da COPPE e membro de Academia Nacional de Engenharia. Desde 2009 Coordenador do INSTITUTO NACIONAL DE CIÊNCIA E TECNOLOGIA EM REABILITAÇÃO DO SISTEMA ENCOSTA-PLANÍCIE - REAGEO. Desenvolveu diversos projetos de engenharia geotécnica e inúmeros estudos relativos a deslizamentos de encostas, estando ainda em atividade.

Fernando Emmanuel Barata, Engenheiro Civil pela antiga Escola Nacional de Engenharia da Universidade do Brasil, atual Escola Politécnica da UFRJ, onde se formou engenheiro civil em 1950, foi professor e recebeu o título de professor emérito. Começou a carreira, em 1951, na área de Mecânica dos Solos. Em 1952 fez um curso de extensão em "Solos e Fundações". Em 1954, na Inglaterra fez especialização no Road Research Laboratory, em Londres. Trabalhou como engenheiro para diversas empresas e autarquias como a Petrobras, o Departamento de Estradas e Rodagem (DER) e a Secretaria de Obras do Estado do Rio de Janeiro.

Dirceu de Alencar Velloso foi professor de resistência dos materiais, mecânica dos solos e fundações na graduação e na pós-graduação da UFRJ. Foi um dos grandes nomes da engenharia civil brasileira, especialmente no que diz respeito às fundações profundas (estacas). Foi presidente da ABMS de 1978 a 1980. Foi professor titular da UFRJ tendo recebido o título de professor emérito da Escola Politécnica da Universidade Federal do Rio de Janeiro, em homenagem póstuma.

A Mecânica dos Solos não Saturados é hoje tema no ensino da engenharia geotécnica. Indiretamente os cinco eminentes engenheiros e professores anteriormente citados, Costa Nunes, Medina, Willy, Barata e Velloso contribuíram significativamente para o desenvolvimento da engenharia geotécnica dos solos saturados e não saturados no Brasil. A eles, nossa humilde homenagem.





A Embre Empresa Brasileira de Engenharia e Fundações, foi fundada em 1987, em Brasília/DF, especializada em pesquisas e avaliações geotécnicas, projetos de fundações e contenções, sendo referência e líder no mercado geotécnico da região centro oeste, pelo alto padrão de qualidade de seus trabalhos, qualificação técnica de seus profissionais, premiações e certificações conquistadas ao longo dos nossos 35 anos de serviços prestados aos nossos clientes e parceiros comerciais.

A Embre Engenharia apresenta ao meio técnico, Acadêmico e Empresarial, o Expander Body, solução desenvolvida para tirantes nos anos 80, foi adaptada para fundações profundas e atualmente são executadas na Europa, que foi nos Estados Unidos e na América do Sul. A tecnologia consiste sendo amplamente usada na combinação de barras de aço de alta resistência do tipo DYWIDAG, com o corpo expansivo, o Expander Body (EB). O EB é um cilindro de chapa de aço dobrada, denominado corpo expansivo, que é inflado por meio da injeção de argamassa de cimento através de um tubo de injeção ou da própria barra de aço criando um bulbo na extremidade do tirante ou da estaca. São instalados em horizontes de solo resistente impondo ao solo uma trajetória de tensão de até 90kg/cm². O volume da argamassa injetado e a pressão correspondente são registrados por meio de software gerando uma curva semelhante de um ensaio pressiométrico de Ménard. Consequentemente, a técnica possibilita análises em termos de desempenho e de capacidade de carga. Os ensaios foram realizados em ancoragens de uma linha transmissão localizada no estado de Minas Gerais e em estacas instaladas no Campo Experimental da Universidade de Brasília. Os resultados validaram a técnica em termos de ganho de capacidade, desempenho e rastreabilidade.

S.I.A.trecho 03; Lotes 625/695. Edifício S.I.A Centro Empresarial.Blobo A, Sala. 220.
Telefones (61) 3233-1033 — CEP. 71.200-010 — Brasília / DF
www.embre.com.br



Estaca tipo Expander Body



Um compromisso, uma história!

in @ f Fundunesp
fundunesp.org.br

Fundunesp



A FUNDAÇÃO PARA O DESENVOLVIMENTO DA UNESP – FUNDUNESP, é pessoa jurídica de direito privado de fins não lucrativos, duração por prazo indeterminado, com autonomia administrativa, financeira e patrimonial, apoia às atividades e projetos de ensino, pesquisa, extensão, desenvolvimento institucional, científico e tecnológico e estímulo à inovação, inclusive na gestão administrativa e financeira necessária à execução desses projetos.

Rua Líbero Badaró, nº 377 - 23º Andar - Conjunto 2310 - Centro - São Paulo - SP
Telefone: (11) 3474-5300

Laboratório de Geotecnia Ambiental **GEOAMB/EPUFBA**



- Ensaio mecânicos especiais em materiais não convencionais
- Estudo do transporte de poluentes miscíveis/não miscíveis
- Ensaio de coluna
- GPR e Eletroresistividade
- Solos não saturados
- Canais de fluxo
- Monitoramento de aterros sanitários



LABORATÓRIO DE GEOTECNIA DA UFCA



Universidade Federal do Cariri - UFCA
Av. Tenente Raimundo Rocha, Nº 1639. Cidade Universitária
Juazeiro do Norte - CE. CEP 63048-080

NOSSOS CONTATOS

Tel: 88 32219200; 87 996477061; 88 996336548
emails: joao.barbosa@ufca.edu.br;
ana.bandeira@ufca.edu.br

NOSSO INSTAGRAM

@geotecniaufca



Laboratório de Mecânica dos Solos e Pavimentação

- Ensaios de caracterização do solo
- Granulometria por sedimentação
- Compactação do solo
- Índice de Suporte Califórnia - C.B.R
- Controle tecnológico de aterros
- Ensaios especiais:
 - Cisalhamento direto
 - Adensamento edométrico
 - Estudos de Colapso do solo
 - Permeabilidade
 - Cisalhamento Triaxial



MACCAFERRI

Soluções **Geotécnicas** de alta performance para obras de **contenção e estabilização** de encostas.

Cultivando e protegendo a vida e a natureza através de soluções inovadoras e compatíveis com o meio ambiente.

in /maccaferri /maccaferri_mats @Maccaferri_BR /MaccaferriWorld /maccaferriworld

f /maccaferriworld







www.maccaferri.com/br

VANTAGENS DE SER SÓCIO ABMS







A ABMS é composta por membros individuais e corporativos, que usufruem de diversos benefícios mediante pagamento de uma taxa anual. Os membros individuais podem ser profissionais ou estudantes (que contam com um valor parcialmente subsidiado da anuidade) e as empresas podem associar-se como membro corporativo em distintas categorias.



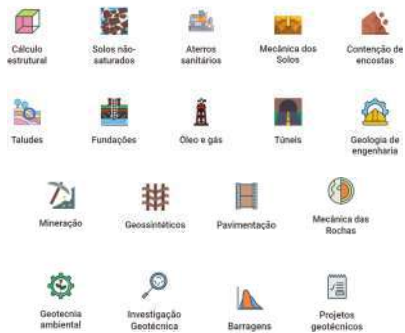
INDIVIDUAIS

-  Descontos na participação de eventos e publicações comercializadas pela Oficina de Textos.
-  Acesso à área restrita do site da ABMS e acervo técnico
-  Participação (com desconto ou gratuita) em eventos realizados pelo Núcleo Regional ou Comitê ao qual está ligado.
-  Recebimento de informações de eventos por e-mail marketing.
-  Recebimento das revistas Soils and Rocks, Geotecnia, e-ABMS e CBT News na versão digital.
-  Possibilidade de participação nas comissões técnicas da ABMS.

CORPORATIVO

-  Dar visibilidade à sua empresa para a maior e mais relevante comunidade técnica ligada à geotecnia no Brasil.
-  Associar a imagem da empresa a uma entidade técnica de elevada reputação e aos principais eventos da área.
-  Fazer parte de uma rede de relacionamentos com as mais influentes empresas e profissionais do setor de geotecnia no Brasil.
-  Participar e colaborar com as principais discussões no âmbito da geotecnia brasileira e internacional.
-  Participação em diversos fóruns de debate e desenvolvimento setoriais da cadeia produtiva de engenharia.
-  Fazer parte da história de uma das associações técnicas brasileiras mais fortes e referenciadas, com mais de 70 anos de vida e incontáveis conquistas.

ÁREAS DE ATUAÇÃO



 **abmsnordeste**