

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 SUCÇÃO

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.

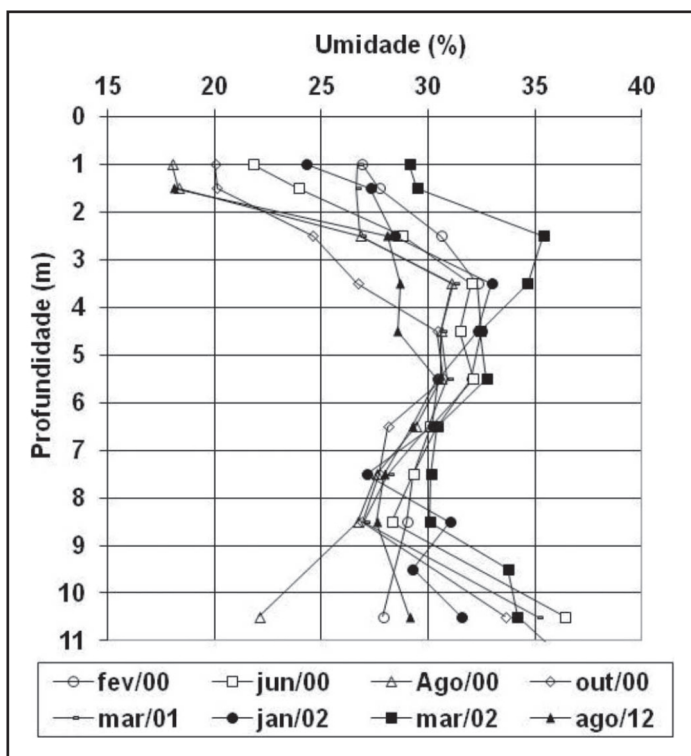


Figura 1 – Perfis de umidade (adaptado de Guimarães, 2002 e Mascarenha, 2003)

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.

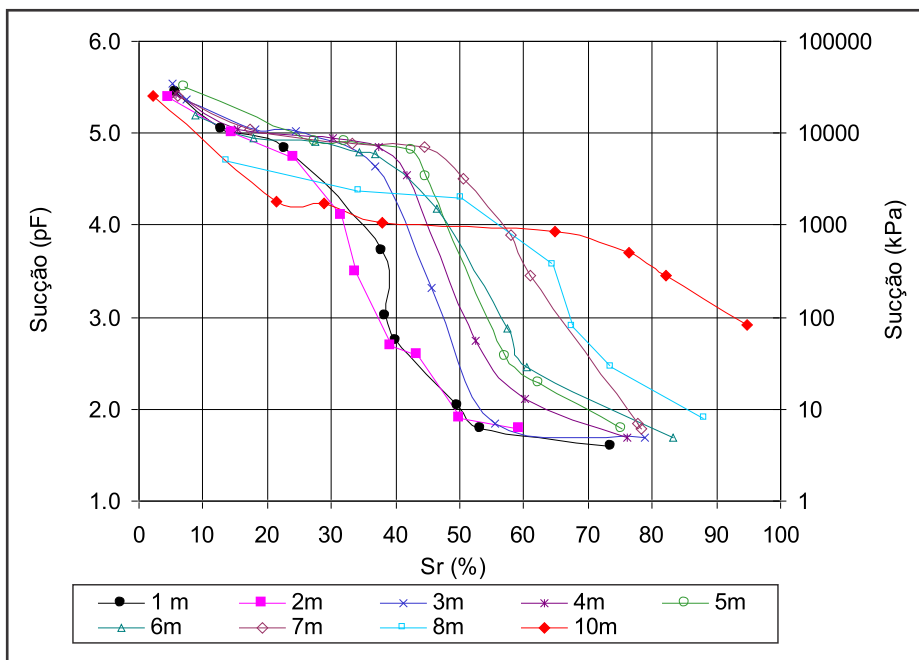


Figura 2 – Curvas características de retenção de água obtidas para o perfil de solo analisado (Guimarães, 2002)

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.

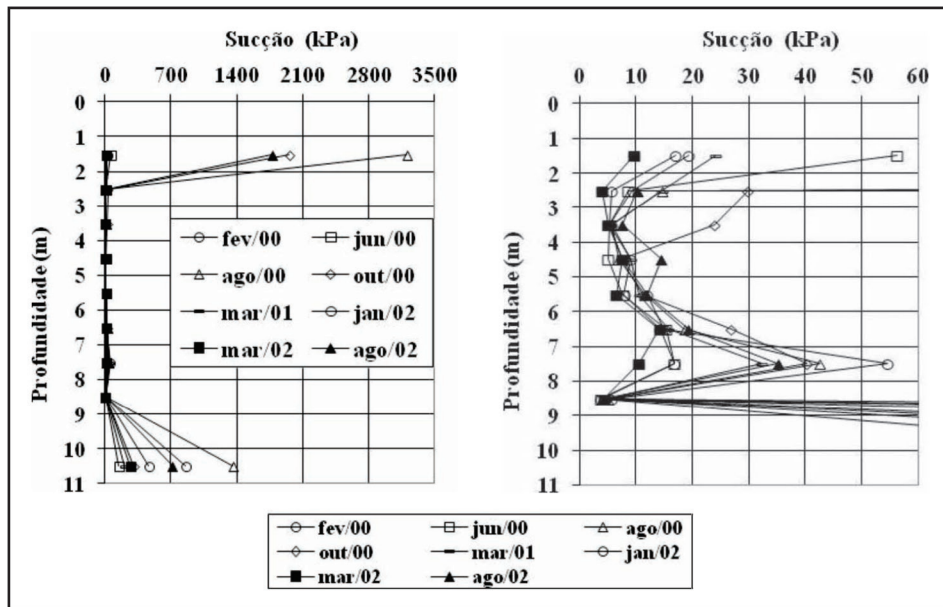


Figura 3 – Perfis de sucção (adaptado de Guimarães, 2002 e Mascarenha, 2003)

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
 Excé a precipitação excedente
 Defé o déficit de precipitação

A Figura 4 apresenta os valores de $I_{HU}(ER)$ 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.

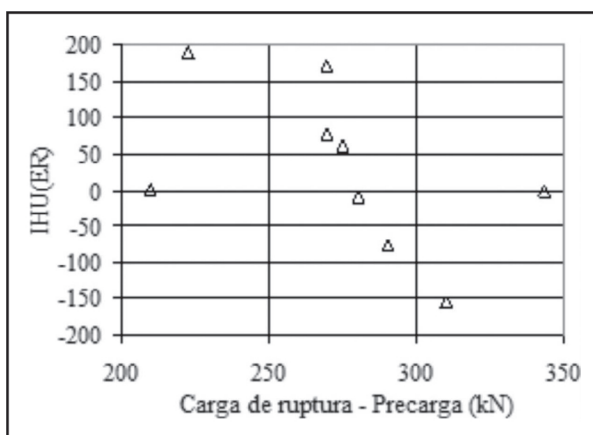


Figura 4 – Relação entre a carga de ruptura das estacas e o índice de umidade obtido com valores da evaporação real (Mascarenha, 2002)

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 matriz 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 SUCCÃO 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 consequente 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.

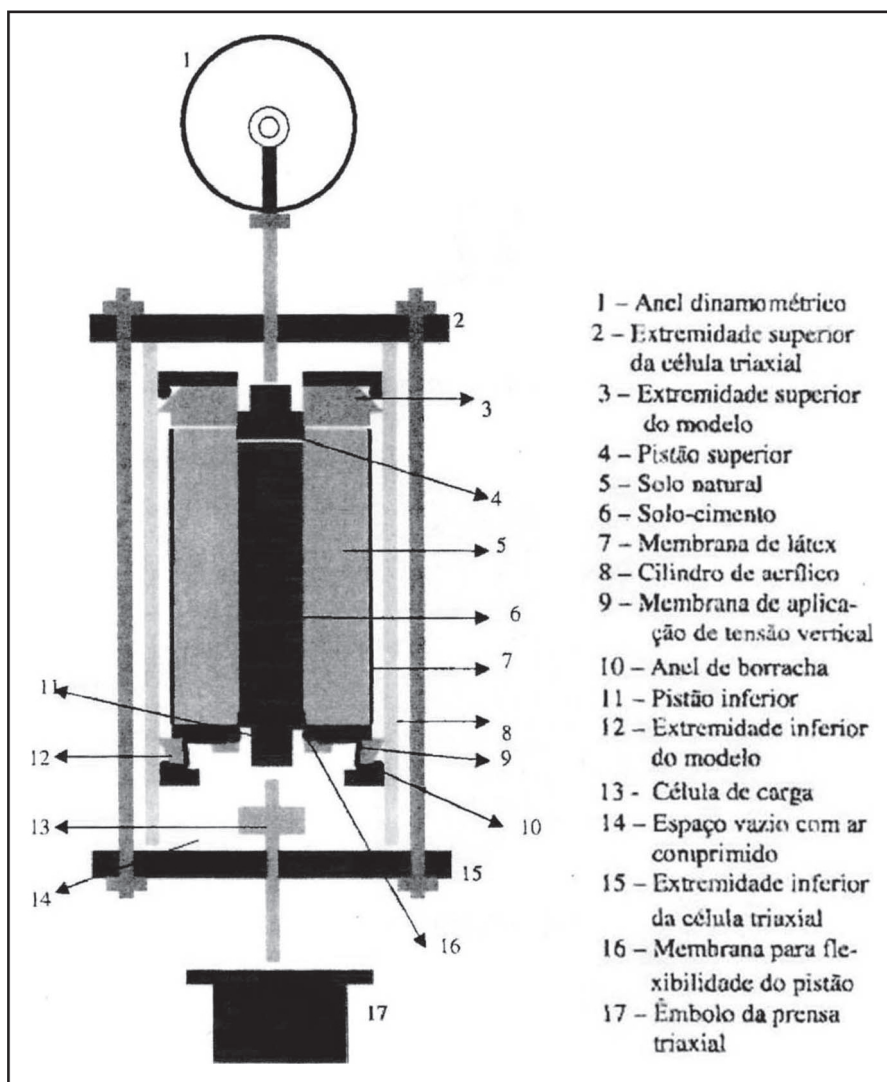


Figura 5 – Modelo físico para estudo da interação solo estrutura em laboratório (Ribeiro, 1999; modelo físico desenvolvido por José Camapum de Carvalho e Alain Nardone)

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.

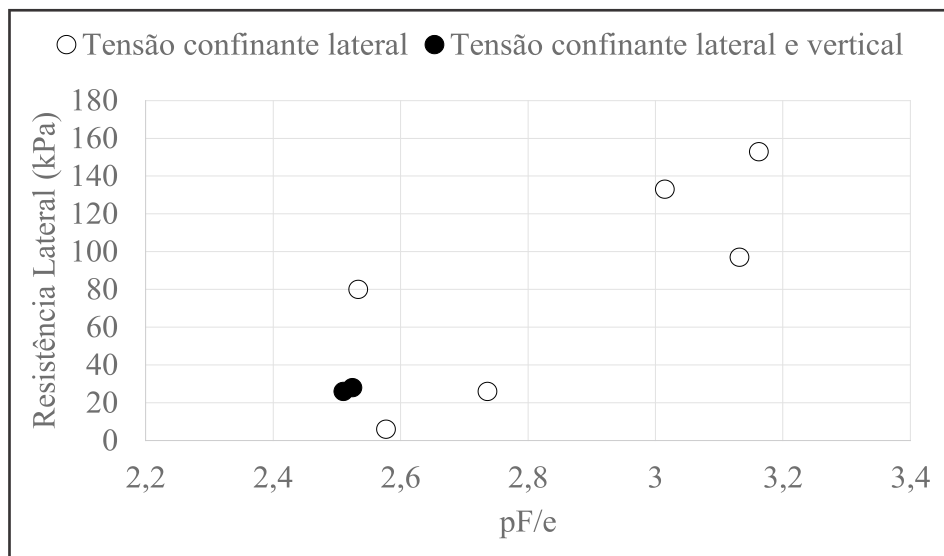


Figura 6 – Resistência lateral em função de pF/e

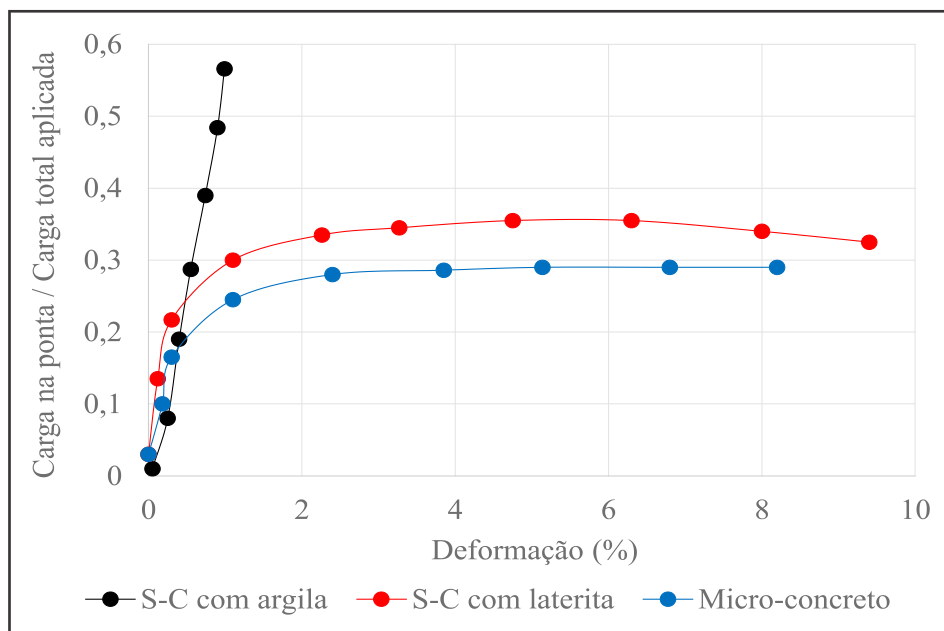


Figura 7 – Influência da rigidez do elemento estrutural na interação solo estrutura (modificado Quezado 1993)

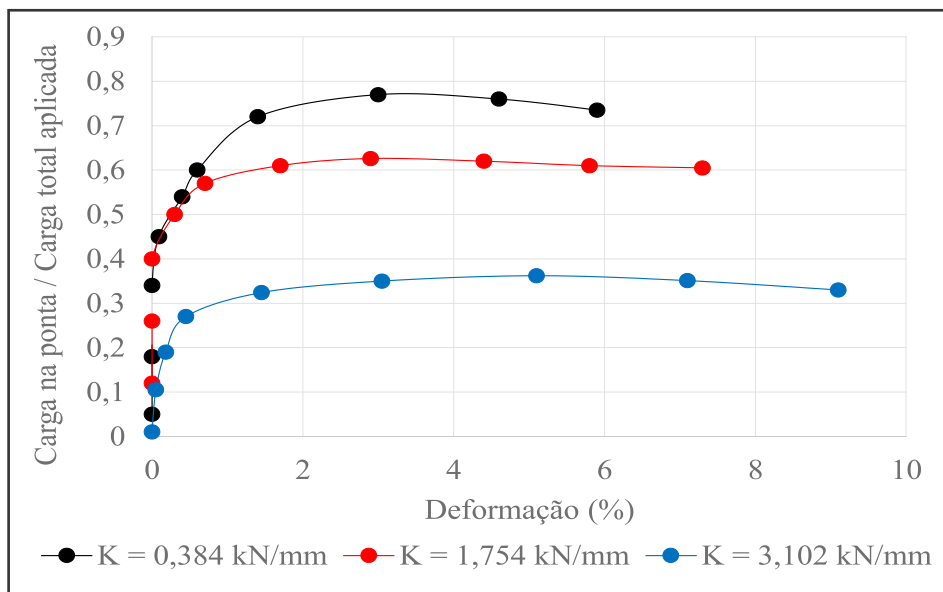


Figura 8 – Influência da rigidez do solo suporte na ponta do elemento estrutural na interação solo estrutura (modificado Quezado 1993)

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 $\times$ 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 $\times$ 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 ".

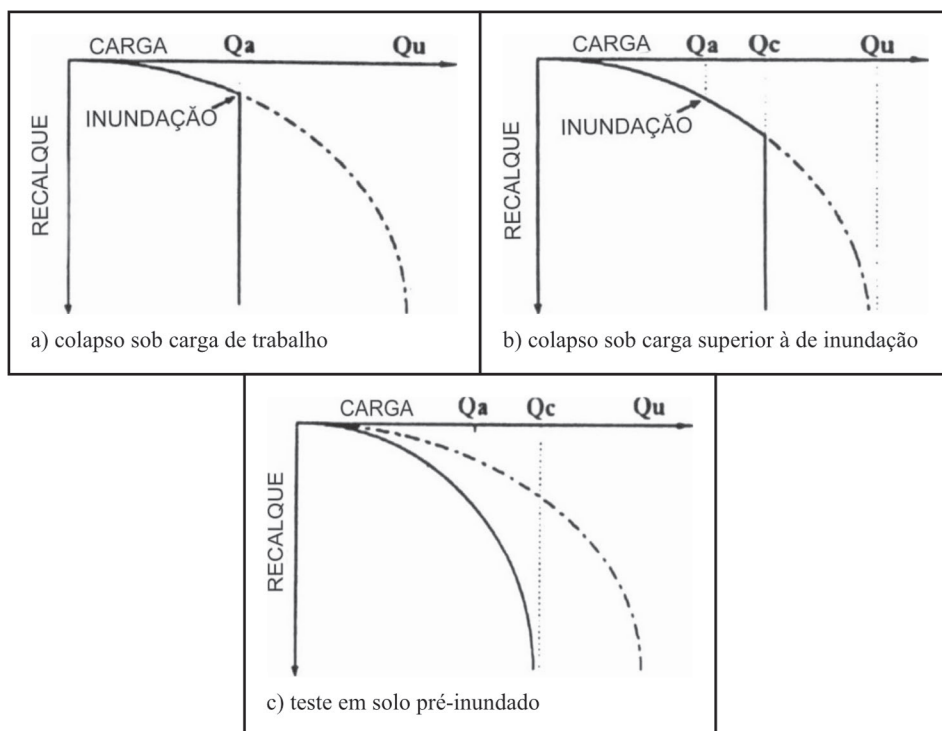


Figura 9 – Comparação das distintas formas de prova de carga em solos colapsíveis (adaptado de Cintra *et al.*, 1997).

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.

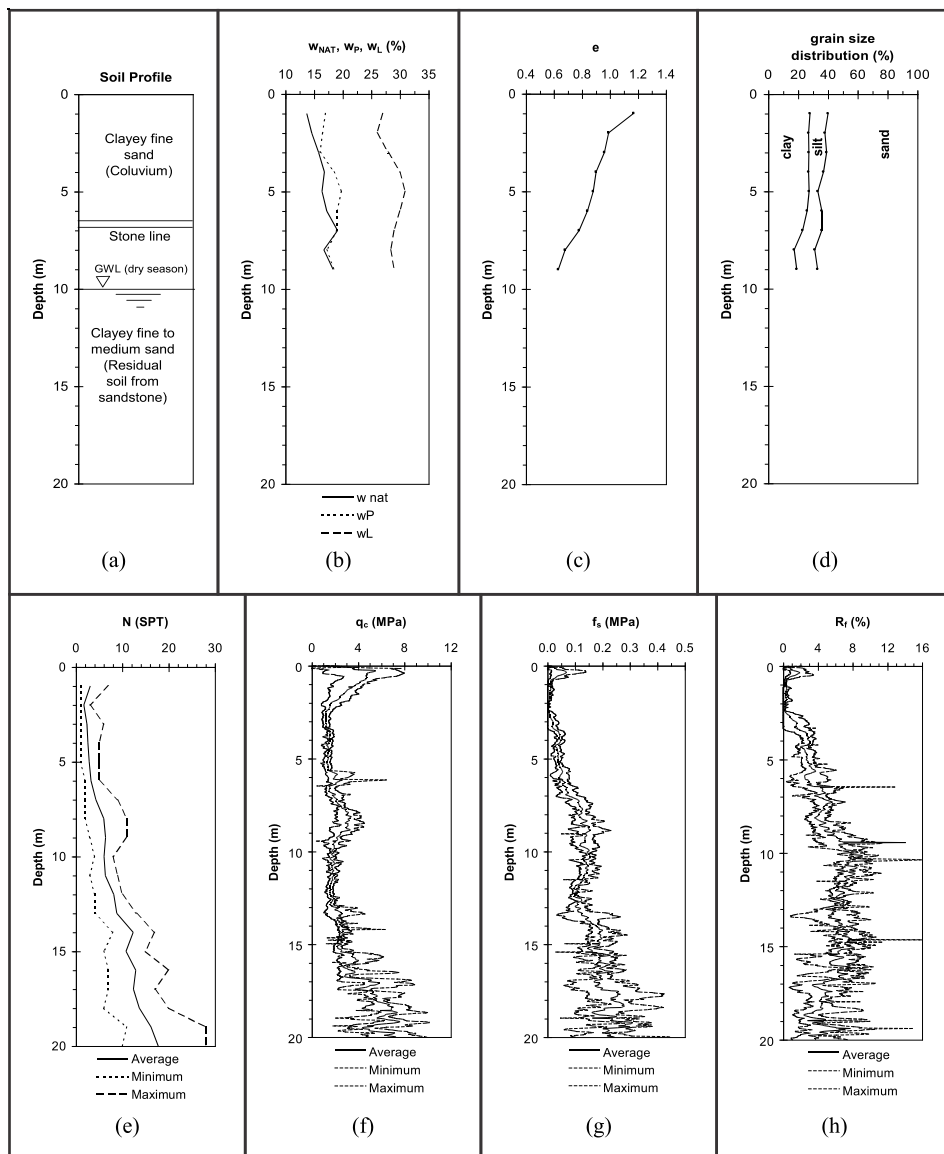


Figura 10 – Ensaio de campo e índices físicos do solo do Campo Experimental de Fundações da EESC-USP. (a) perfil do solo; (b) umidade natural e limites de consistência; (c) índice de vazios; (d) distribuição granulométrica; (e) índices de resistência à penetração - SPT; (f) resistência de ponta - CPT; (f) atrito lateral - CPT; (h) razão de atrito - CPT (adaptado de Cavalcanti *et al.*, 2005)

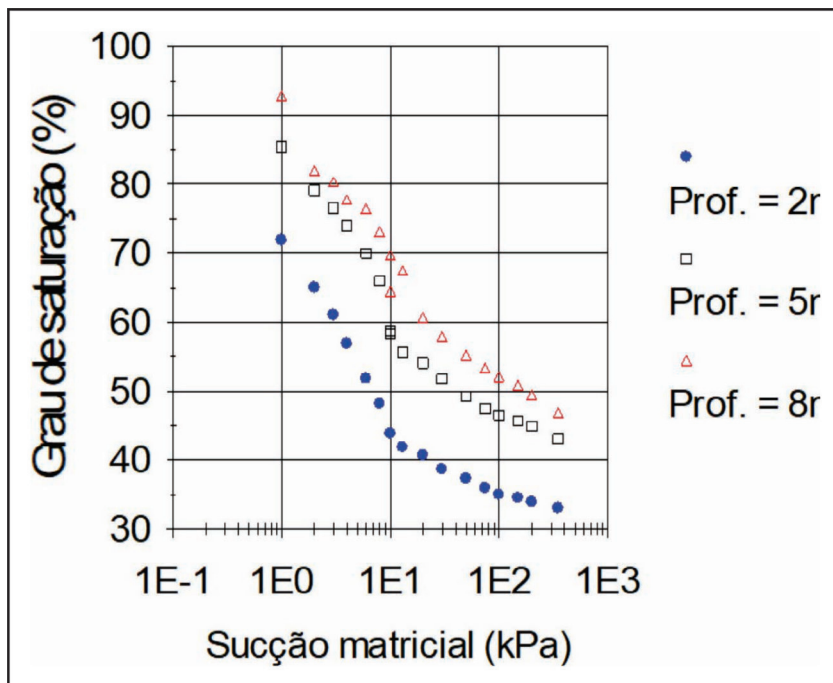


Figura 11 – Curvas de retenção de água médias obtidas por drenagem para as profundidades de 2, 5 e 8m (Machado, 1998)

4.1.1 Provas de carga em fundações profundas

- **Sem monitoramento da sucção**

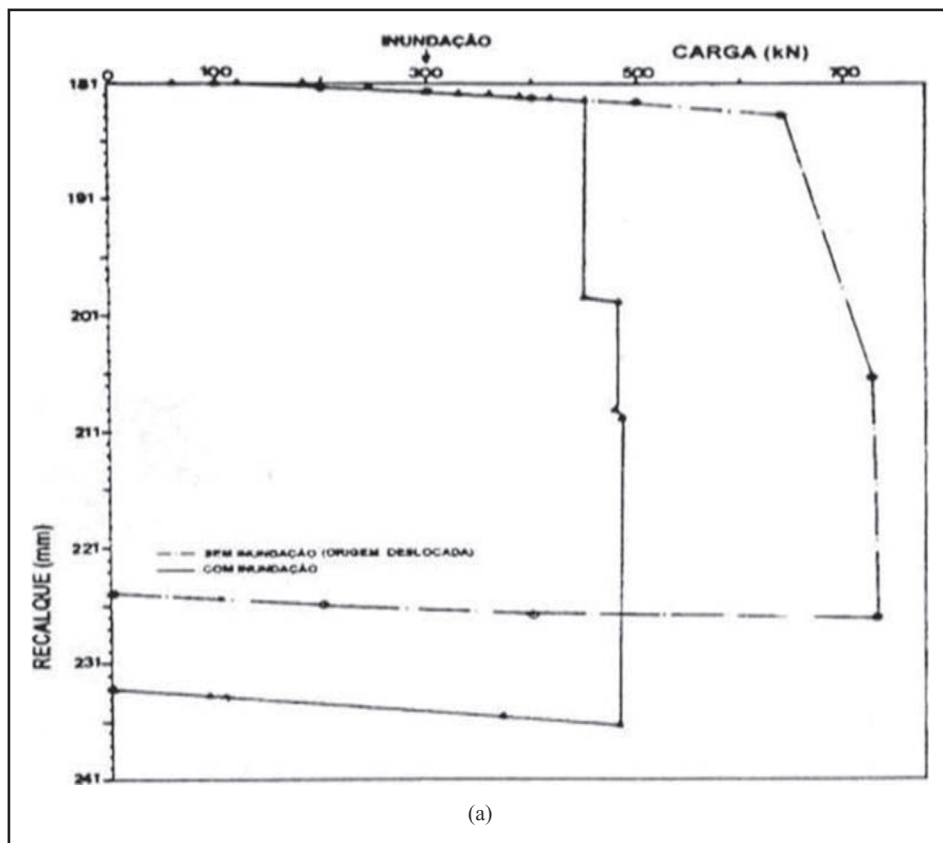
Os primeiros estudos realizados com fundações profundas empregaram estacas e tratavam de verificar a ocorrência de recalques por umedecimento na carga de trabalho. Para tanto, as estacas eram carregadas com o solo na umidade natural, para determinar-se a carga última (Q_u) e, em seguida, após descarregamento, 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).



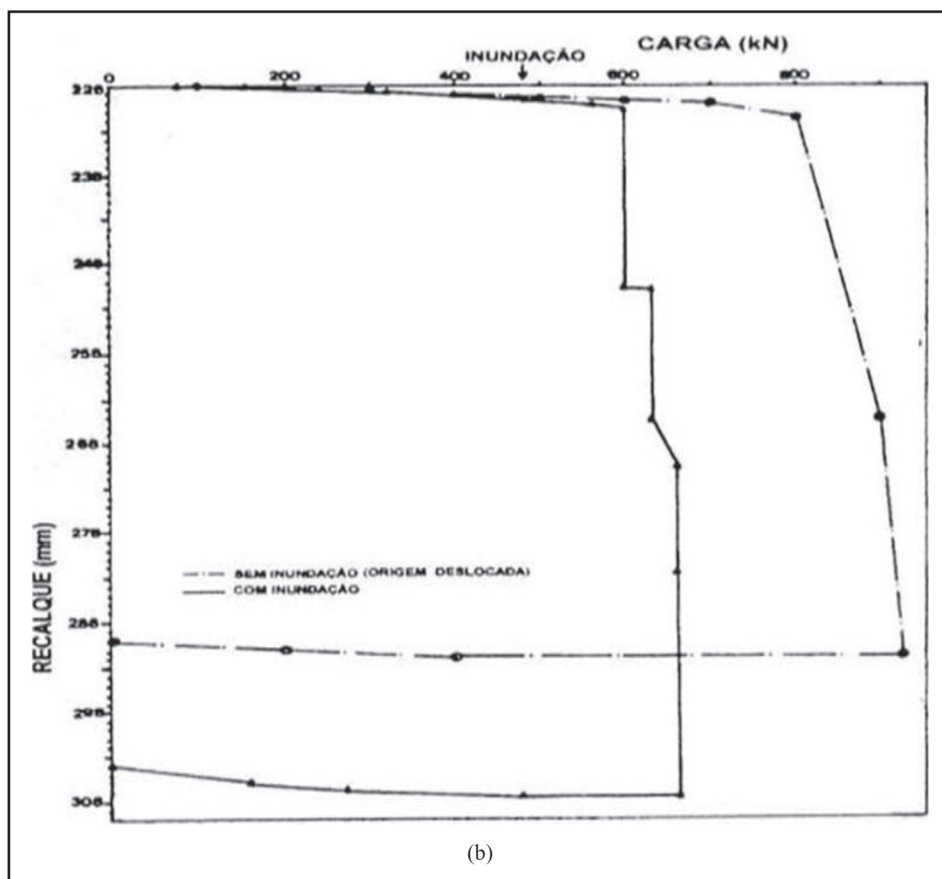


Figura 12 – Curvas carga – recalque de estaca escavada com 10 m de comprimento com e sem inundação do solo: (a) estaca com 0,40 m de diâmetro; (b) estaca com 0,50 m de diâmetro (Teixeira, 1993)

As estacas com 6,0 m de comprimento tinham o fuste totalmente embutido na camada superficial e a ponta apoiada na transição 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 água. Nesse caso, as estacas foram ensaiadas na umidade natural em prova de carga do tipo rápido para a definição 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 à 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 m^3 nos ensaios. Pode-se notar, no caso dessas estacas, que Q_c corresponde a reduções de 25 e de 17% em relação 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 colapsibilidade 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 apilo-adas, 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.

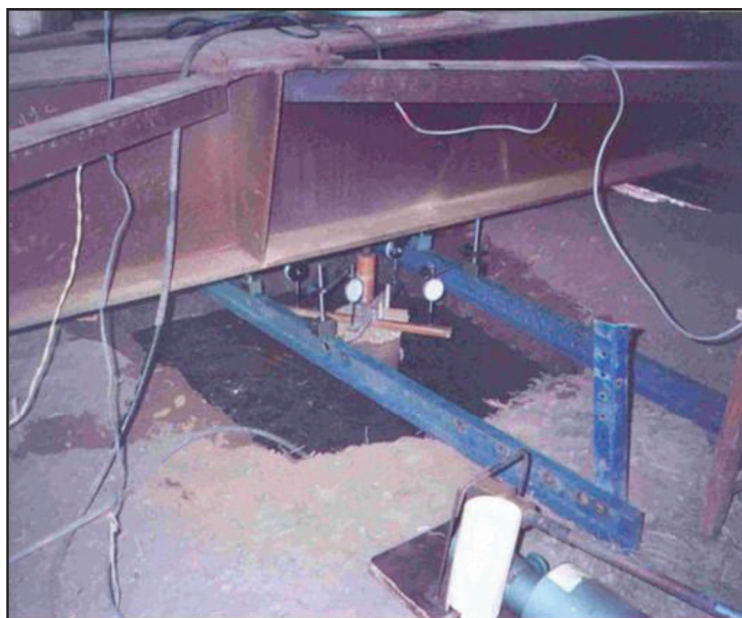


Figura 13 – Prova de carga em estaca com cava para inundação (Campelo, 1994)

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	Apiloadada	0,20	6,0	Rápido	105	63	-	40
A2(*)	Apiloadada	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.

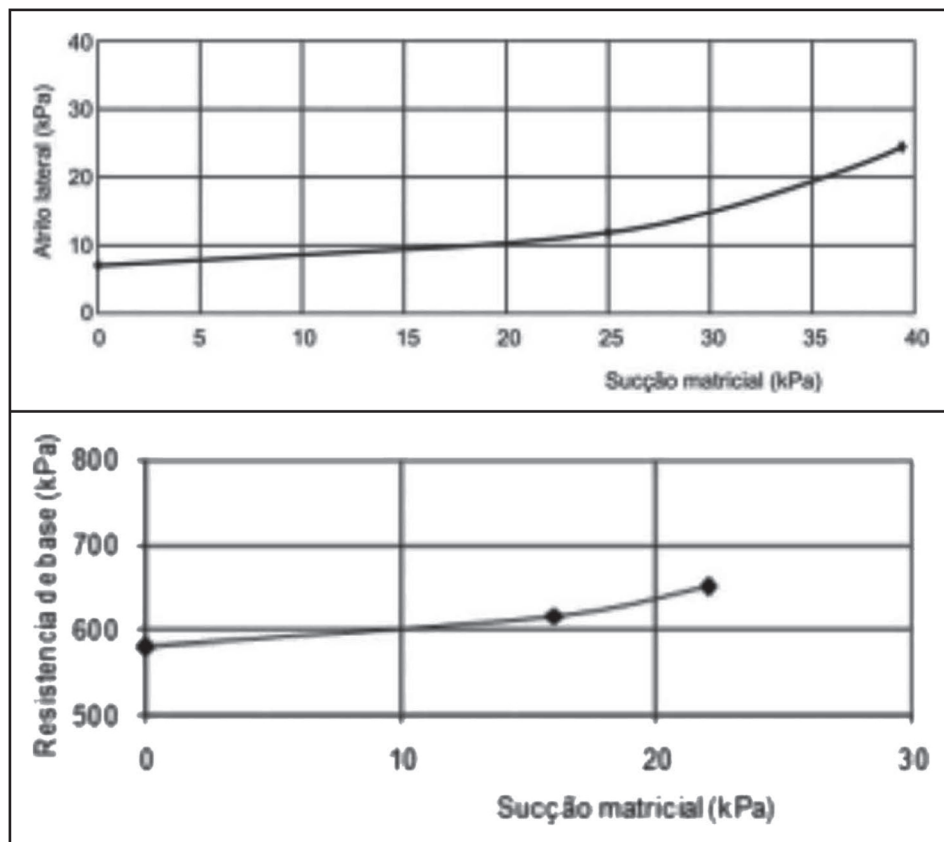


Figura 14 – Variação da resistência lateral e da resistência de base em tubulão escavado de base alargada (Cintra *et al.*, 2004)

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.

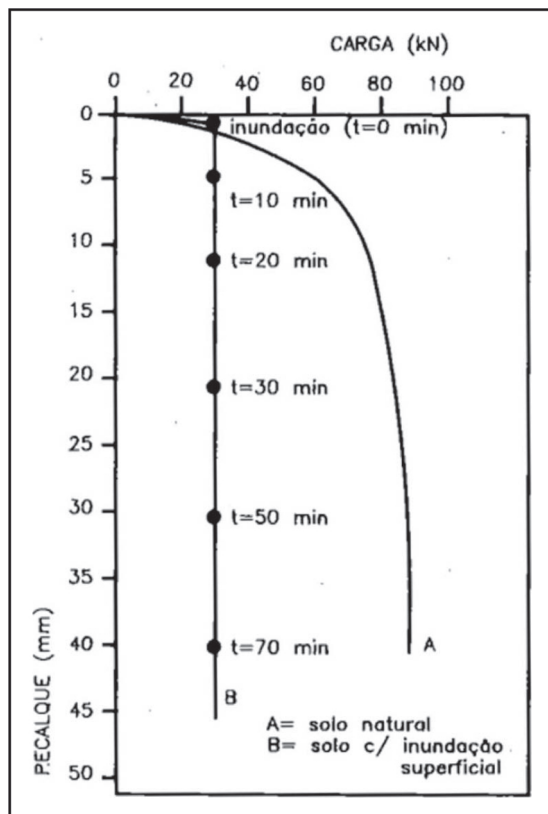


Figura 15 – Prova de carga em placa com inundação do solo (Carvalho e Souza, 1990)

• 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.

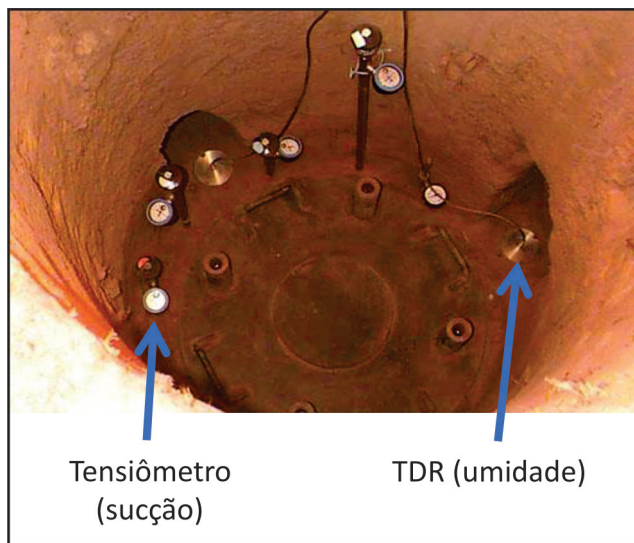


Figura 16 – Prova de carga em placa posicionada em solo colapsível, com monitoramento de umidade e de sucção (Costa, 1999)

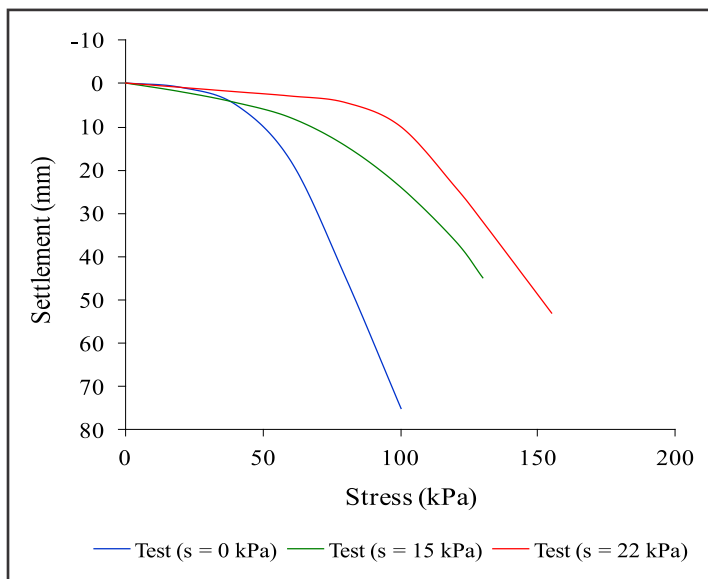


Figura 17 – Resultados de prova de carga com monitoramento de umidade e de sucção (Costa, 1999)

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.

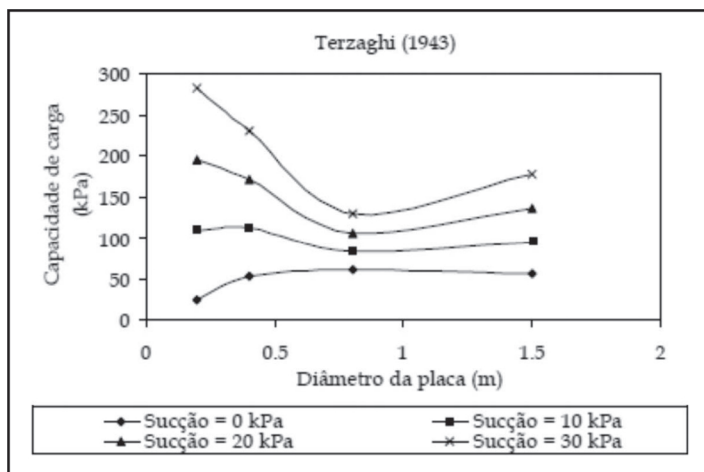


Figura 18 – Variação da capacidade de carga, obtida pelo método de Terzaghi, com o diâmetro da placa e diferentes sucções (Viana, 2005)

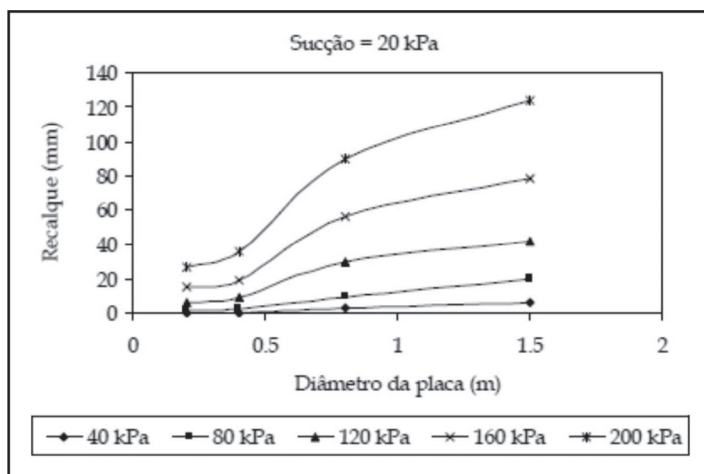


Figura 19 – Variação dos recalques com o diâmetro da placa para diversos níveis de tensão e sucção matricial de 20 kPa (Viana, 2005)

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.

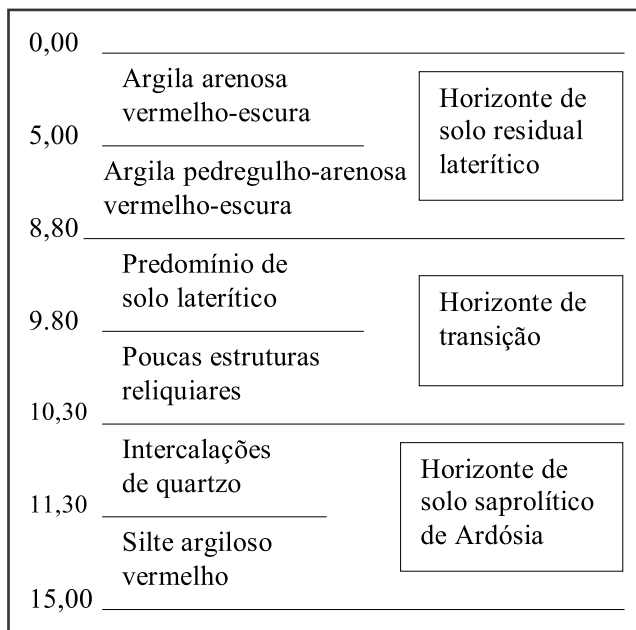


Figura 20 – Descrição das camadas do solo no Campo Experimental da UnB (Pastore, 1996)

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).

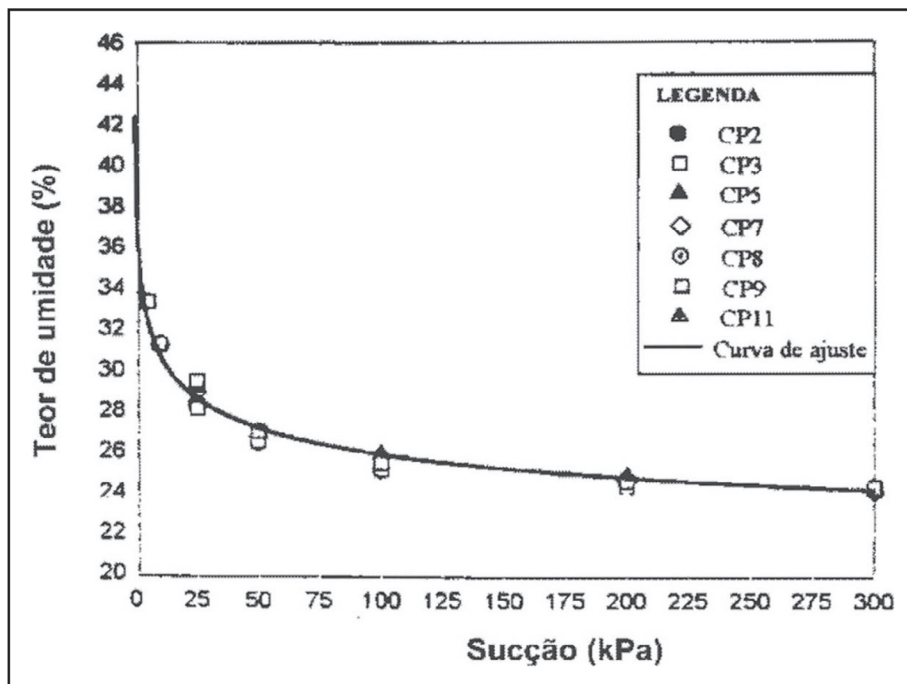


Figura 21 – Curva característica, sucção mátrica x teor de umidade (Peixoto, 1999)

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.

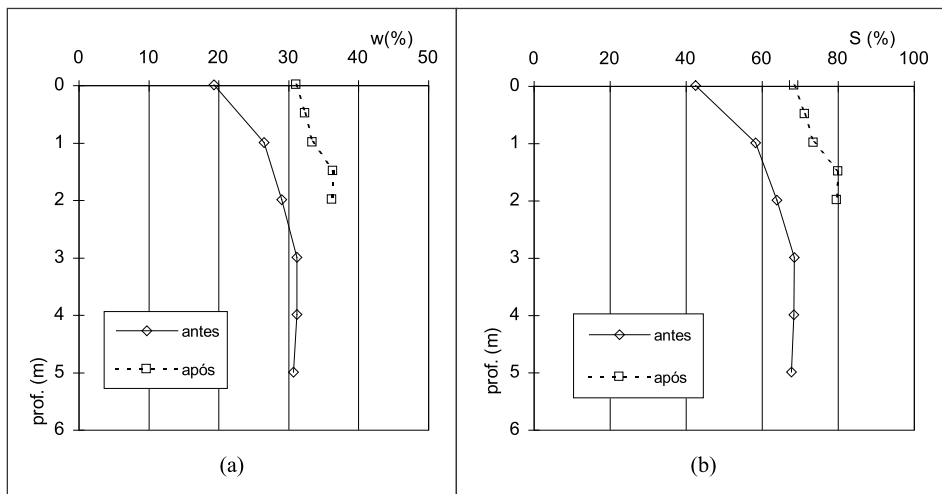


Figura 22 – Alteração dos perfis de umidade e saturação com o processo de inundação

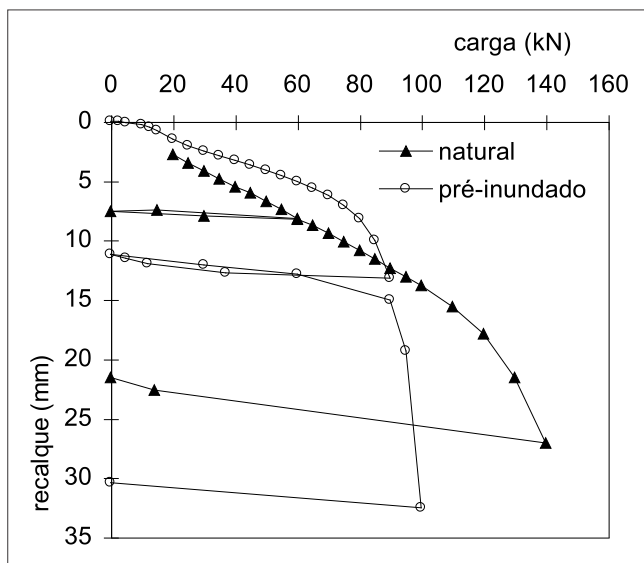


Figura 23 – Comparação entre os resultados de provas de carga de uma sapata isolada – solo natural x pré-inundado

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 sollicitações, 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.

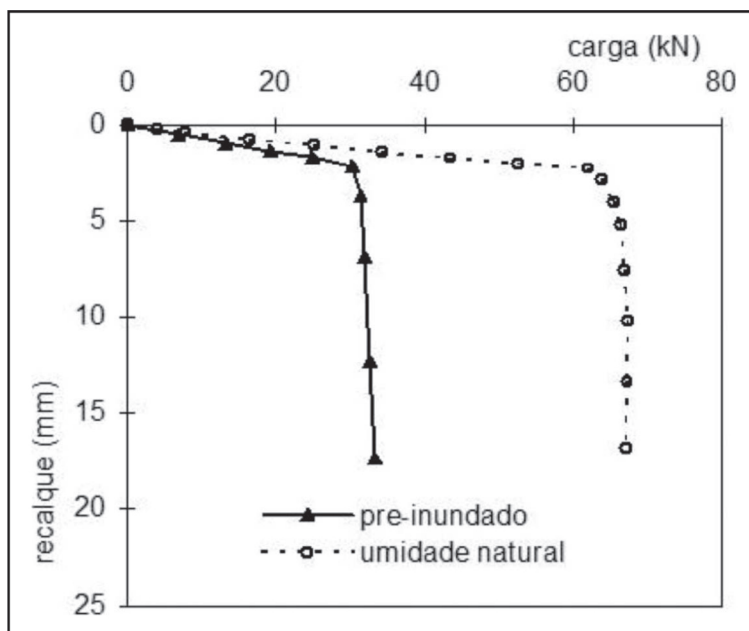


Figura 24 – Comportamento de uma estaca reensaiada – solo natural x pré-inundado

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.

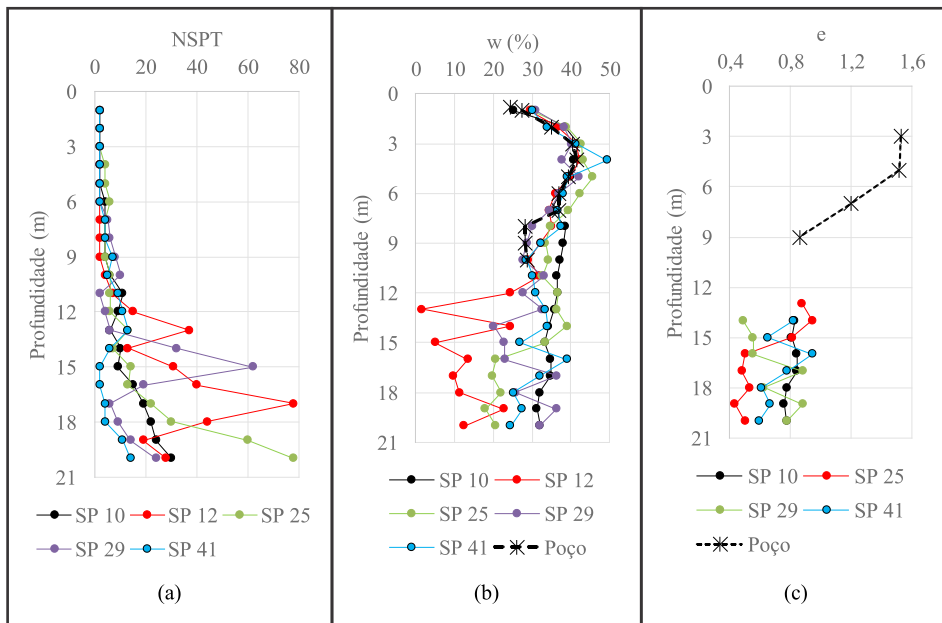


Figura 25 – Gráficos em função da profundidade
a) N_{SPT} ; b) umidade (w); c) índice de vazios

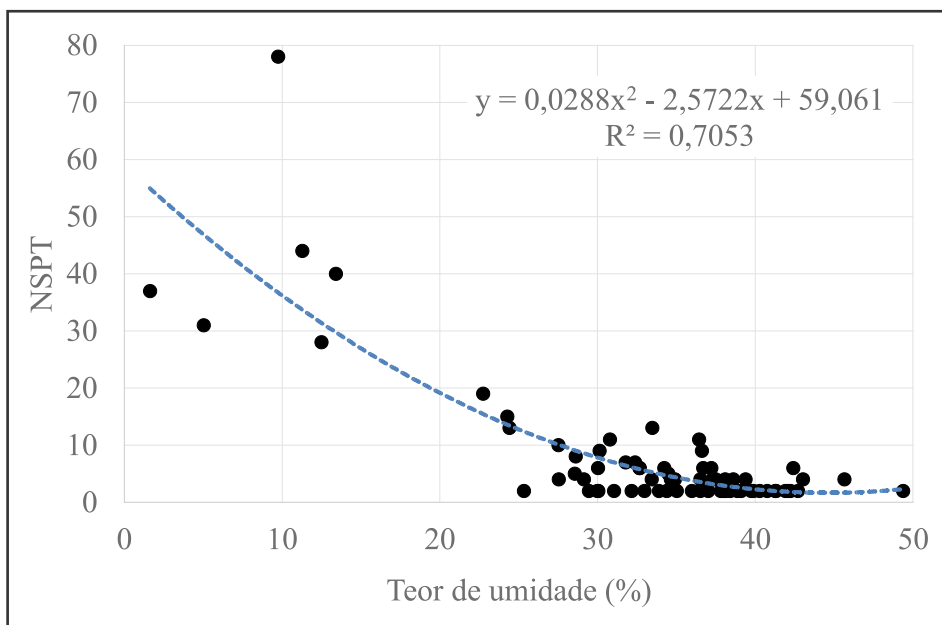


Figura 26 – Variação do N_{SPT} em função do teor de umidade, solo não saturado

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 3 m e 5 m 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.

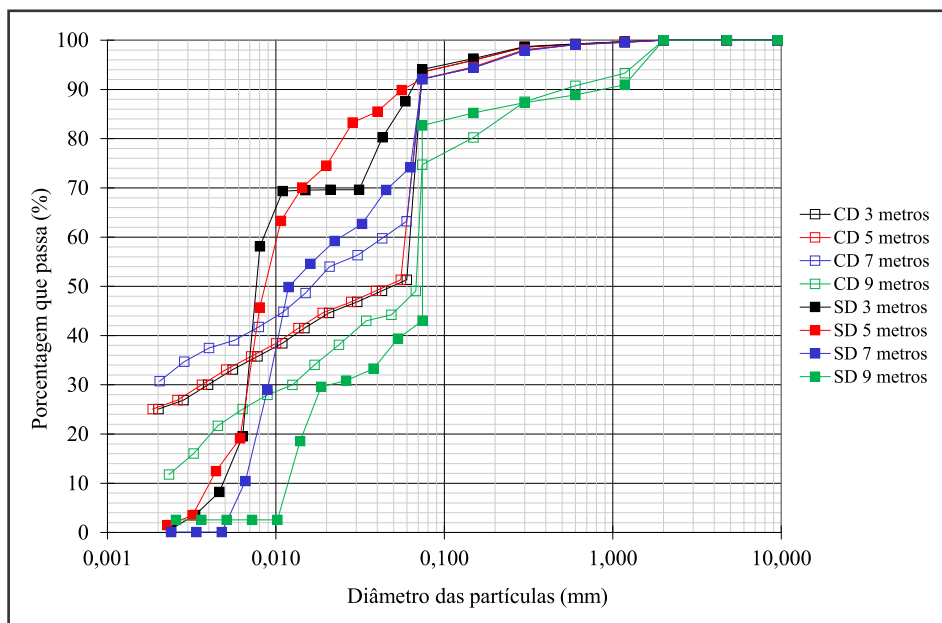


Figura 27 – Curvas granulométricas obtidas com e sem o uso de defloculante

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.

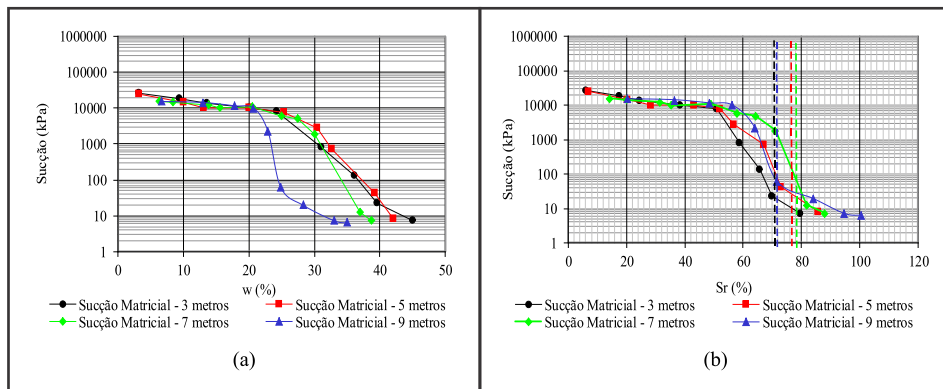


Figura 28 – Curvas características de retenção de água em função
(a) da umidade (w) e (b) do grau de saturação (S_r)

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.

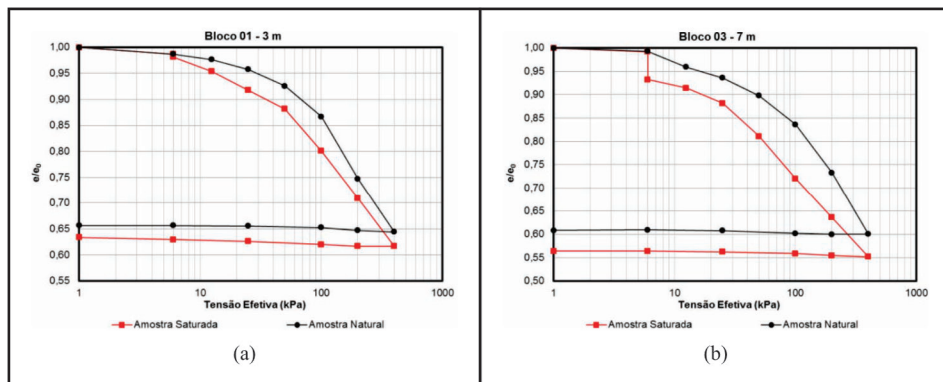


Figura 29 – Curvas de adensamento para amostras coletadas a 3 m
(a) e 7 m (b) de profundidade

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.

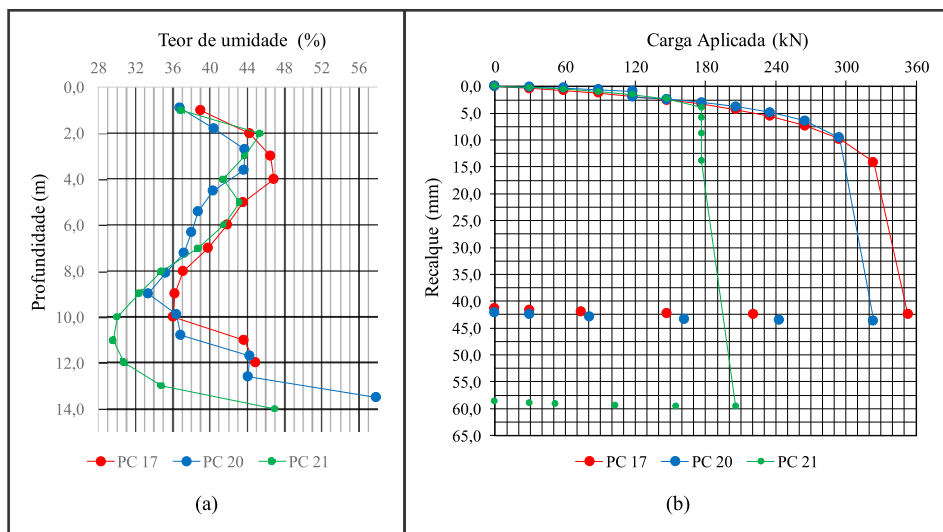


Figura 30 – a) Perfis de umidade; b) curvas carga x recalque

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 solicitação 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.

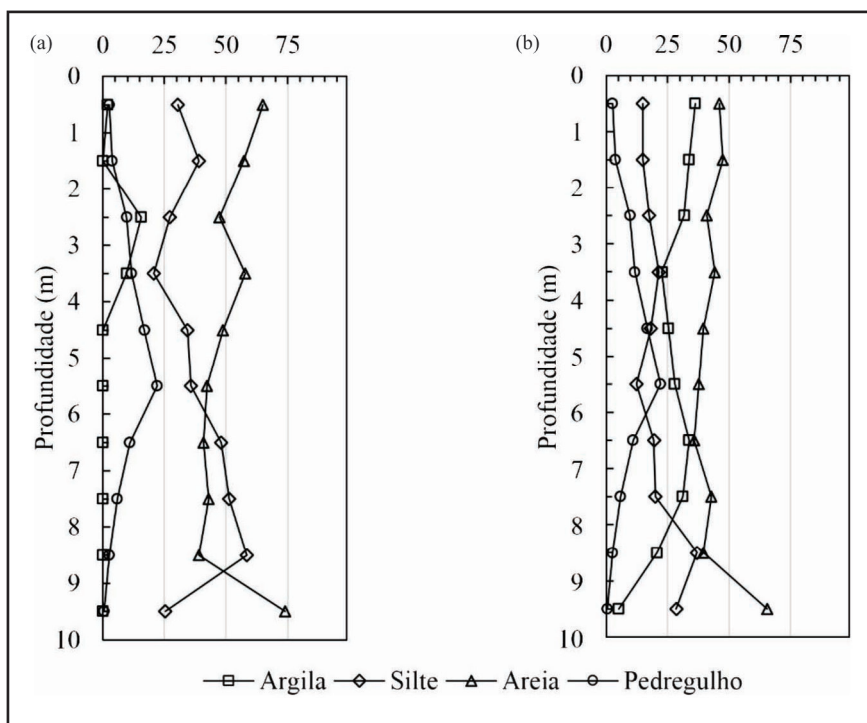


Figura 31 – Composição granulométrica do perfil de solo: (a) sem defloculante; (b) com defloculante (Nascimento, 2019).

Tabela 5 – Massa específica dos grãos e classificações granulométrica e MCT do perfil de solo de Nascimento (2019).

Profundidade (m)	$\bar{n}_s$ (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 (%)	$\bar{\alpha}_{nat}$ (N/m ³)	$\bar{\alpha}_d$ (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).

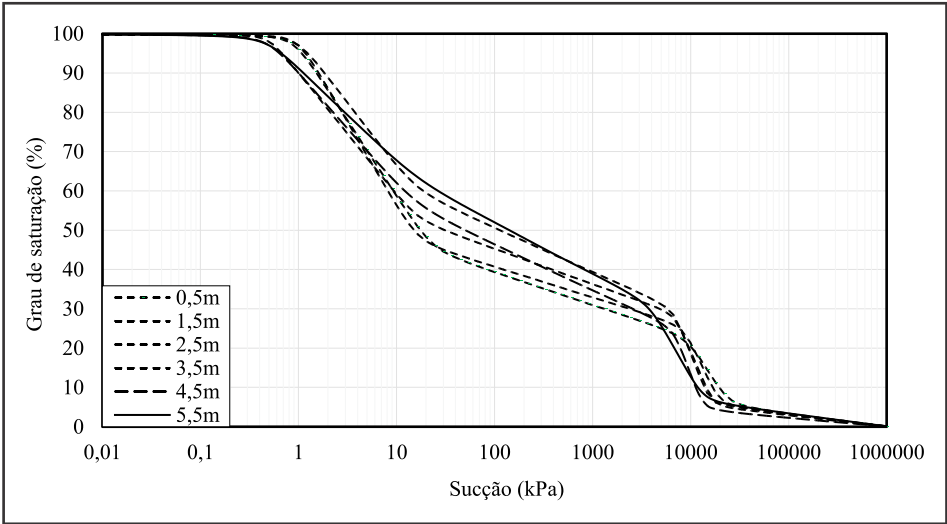


Figura 32 – Curvas características solo-água do perfil de solo. Adaptado de Machado (2020).

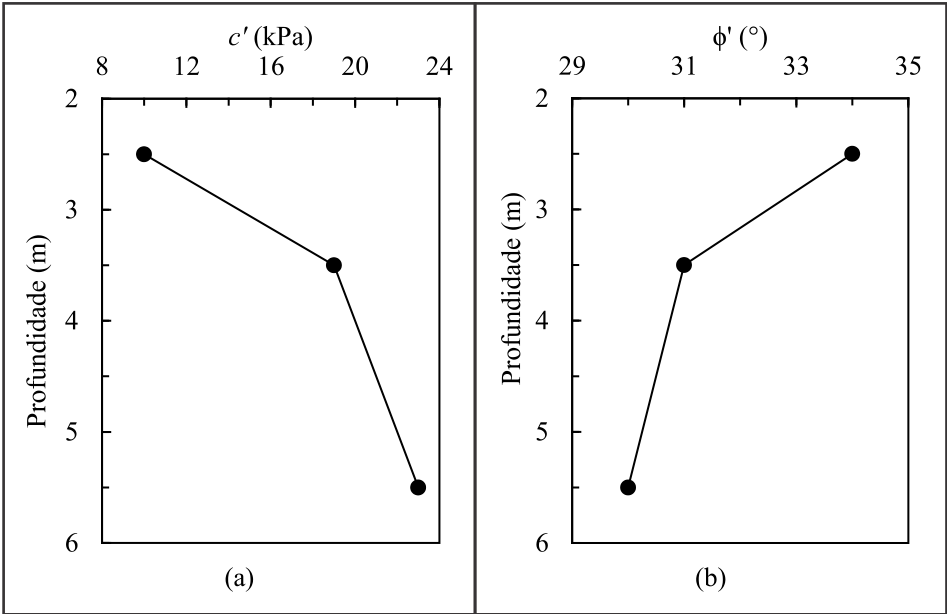


Figura 33 – Parâmetros de resistência obtidos através dos ensaios triaxiais CD_{nat} : (a) coesão efetiva; (b) ângulo de atrito interno efetivo. Adaptado de Machado (2020).

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.

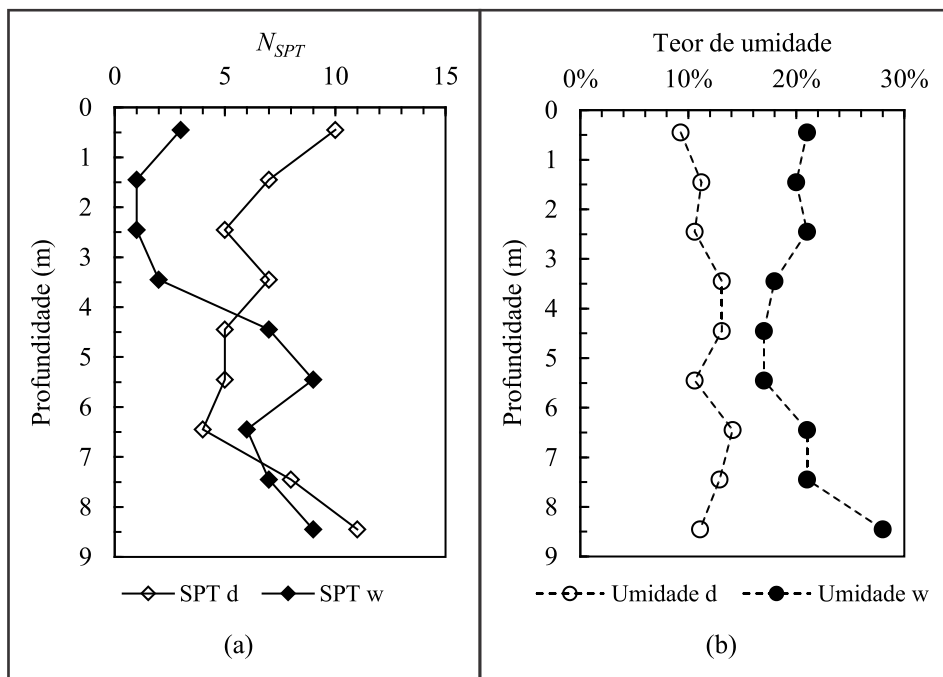


Figura 34 – Resultados das sondagens SPT: (a) valores de N_{SPT} ; (b) perfis de umidade correspondentes. Adaptado de Machado (2020).

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 cm² 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.

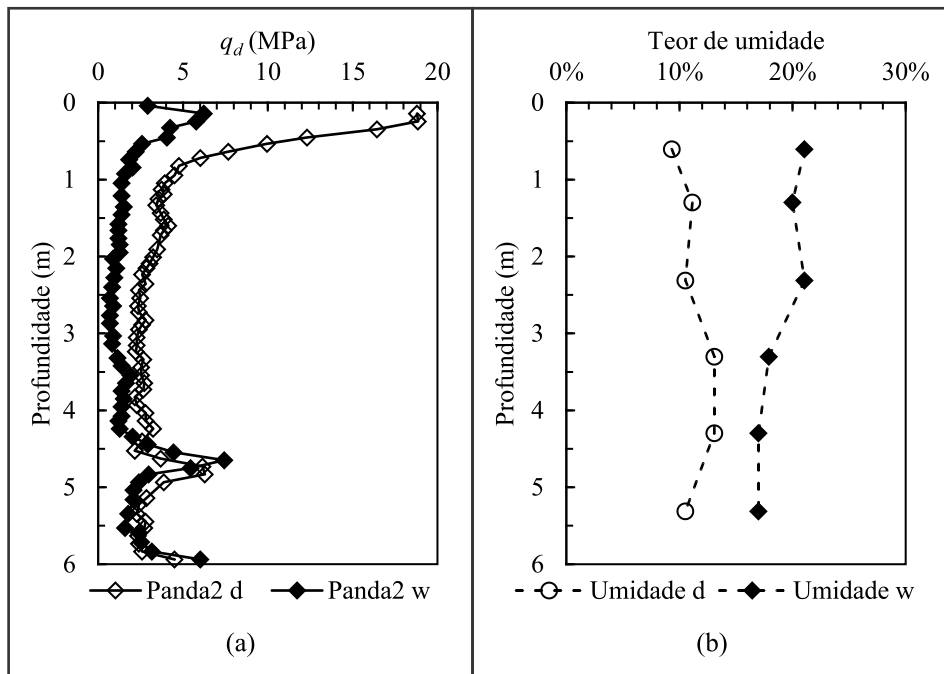


Figura 35 – Resultados dos ensaios PANDA 2: (a) média dos valores de q_d ; (b) perfil de umidade correspondente. Adaptado de Machado (2020).

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 , consequentemente, 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.

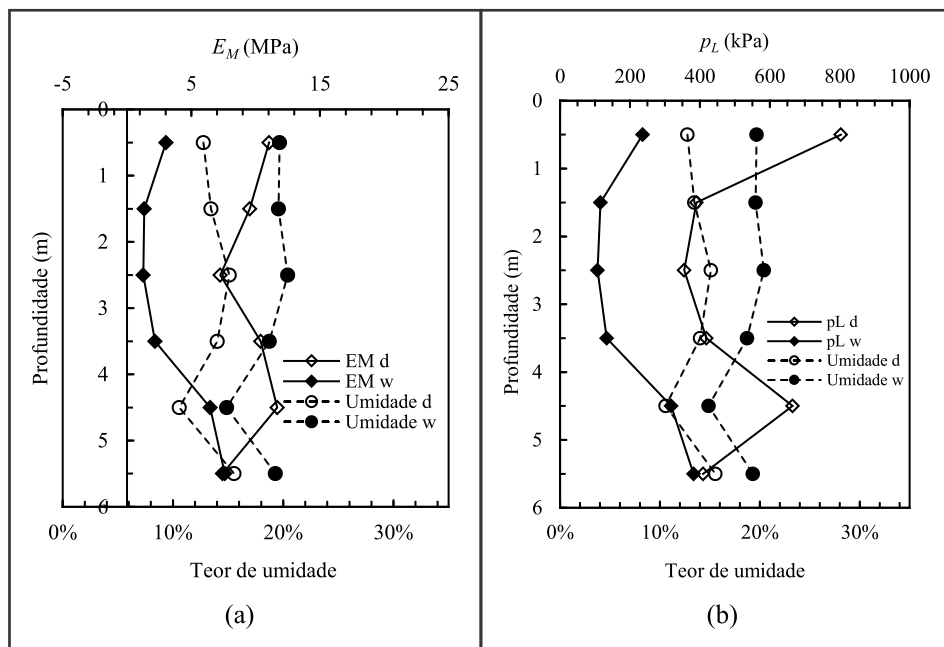


Figura 36 – Resultados dos ensaios pressiométricos: (a) módulo de deformabilidade de Ménard; (b) pressão limite. Adaptado de Machado (2020).

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)

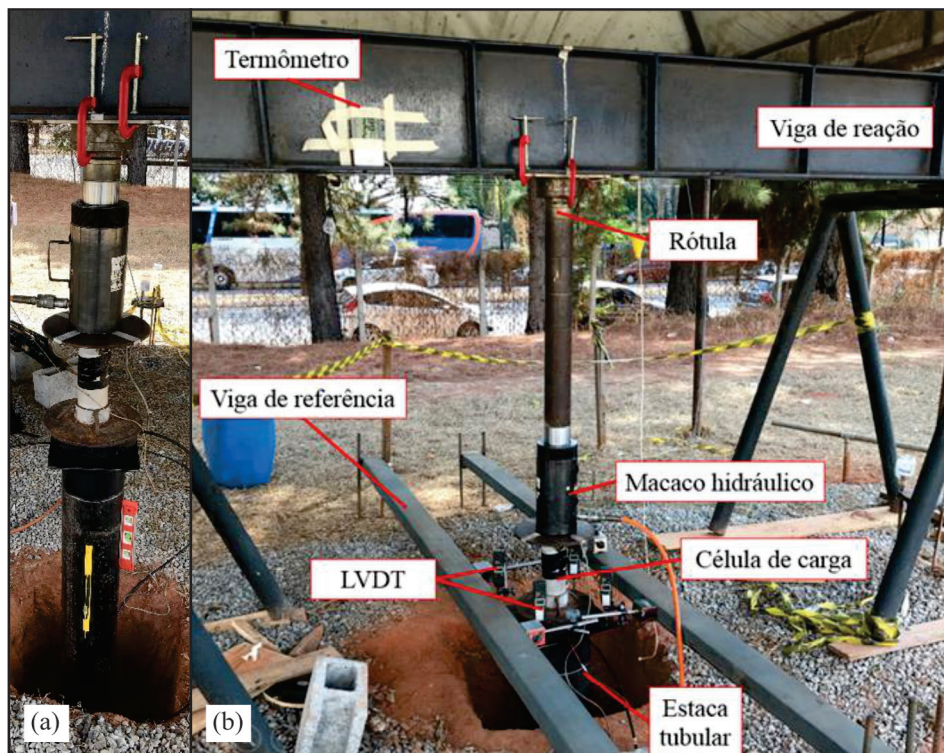


Figura 38 – (a) prensagem da estaca metálica, (b) aparato da prova de carga. Adaptado de Galvani Jr (2020).

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.

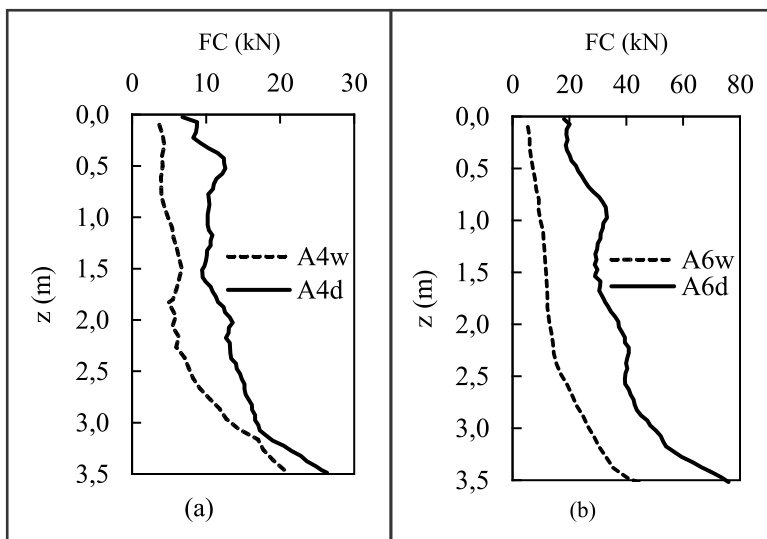


Figura 39 – Curvas de cravação: (a) A4 e (b) A6. Adaptado de Galvani Jr (2020).

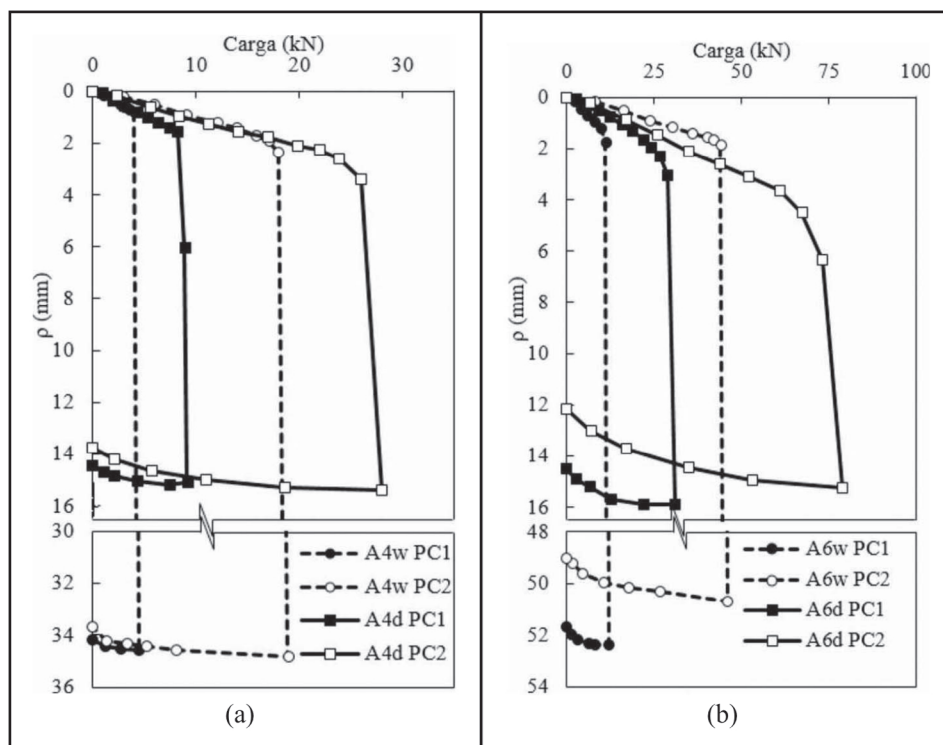


Figura 40 – Curvas carga recalque: (a) A4 e (b) A6. Adaptado de Galvani Jr (2020).

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 modificações 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 espraçamento 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.

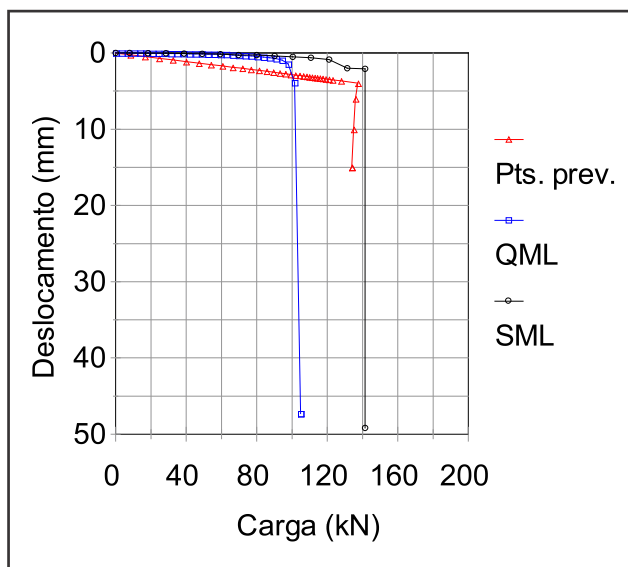


Figura 41– Curvas carga-recalque obtidas experimentalmente e modelada com o programa SIGMA/W, modelo Cam Clay modificado e lei de fluxo associada. Estacas do tipo broca com diâmetro de 0,25 m e comprimento de 6,0 m (Machado, 1998).

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 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_{rl}	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		

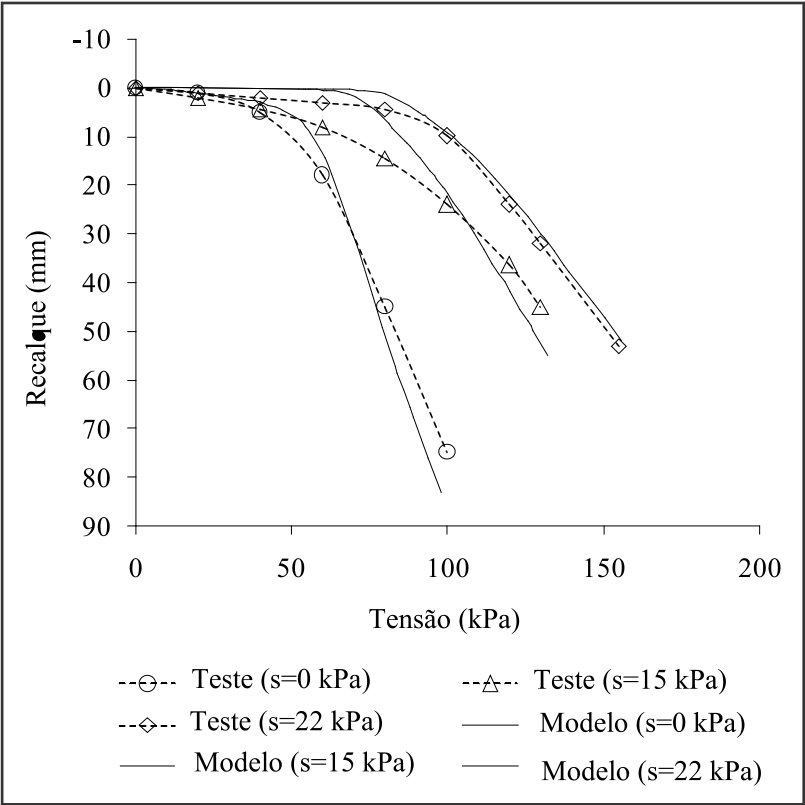


Figura 42 – Curvas carga – recalque experimentais e modeladas (Rodrigues *et al.*, 2013)

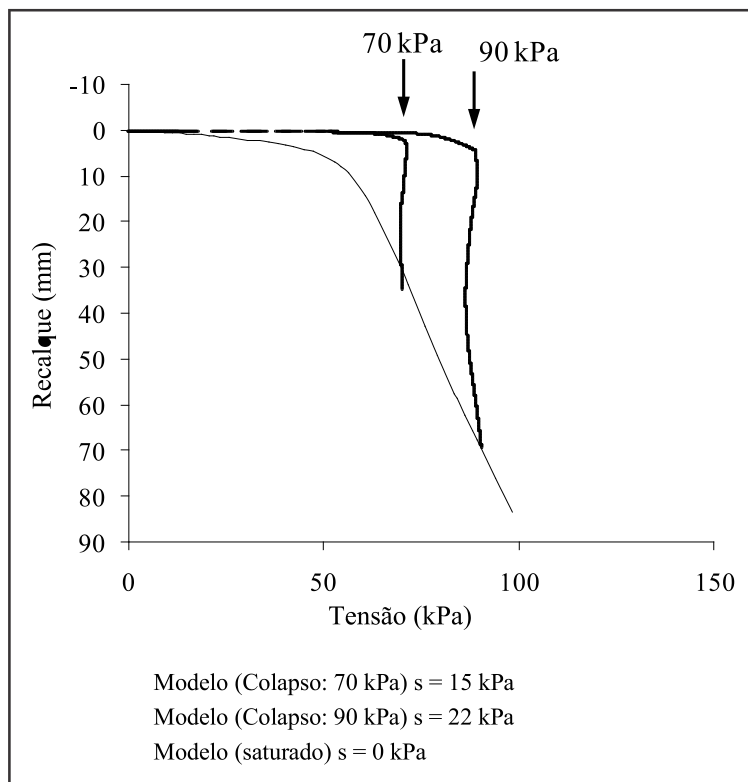


Figura 43 – Curvas obtidas por modelação do desenvolvimento de recalques por redução gradual de sucção nas tensões de 70 e 90 kPa (Rodrigues *et al.*, 2013)

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 conseguiu 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 Routterres. Guite 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.