

Capítulo 17

SOLOS COLAPSÍVEIS E EXPANSIVOS

Silvio Romero de Melo Ferreira
Orencio Monje Vilar

1. INTRODUÇÃO

Uma característica inerente aos solos não saturados é a tendência a sofrer variações de volume quando se lhes altera o teor de umidade sob tensões praticamente constantes. Quando se aumenta o teor de umidade, pode ocorrer redução de volume, como ocorre, tipicamente, em solos de baixa densidade, ou seu aumento, comportamento típico dos solos expansivos. As razões para tal são diferentes num e noutro caso. Nos solos de baixa densidade, o aumento de umidade resulta numa redução da resistência nos contatos inter partículas, comumente por redução de sucção, um rearranjo estrutural e uma nova condição de equilíbrio sob a carga atuante e o novo teor de umidade ou nova sucção. A esse fenômeno, tem-se dado o nome de colapso, donde a designação de solo colapsível ou colapsável aos solos que experimentam o fenômeno. Embora colapso tenha um significado amplo, principalmente, em engenharia, o fato é que, em Geotecnia, a palavra ganhou o significado de expressar a redução de volume demonstrada por certos solos quando são umedecidos. Nessa perspectiva, os solos são ainda designados de verdadeiramente colapsíveis quando experimentam o fenômeno de redução de volume por umedecimento sob peso próprio e condicionalmente colapsíveis quando a redução de volume se processa sob a ação de uma sobrecarga adicional.

No Brasil, a grande ênfase no estudo de solos colapsíveis data da década de 1970, motivado pela construção de barragens no Centro-Sul e por problemas associados a fundações de barragens e de edifícios no Sudeste e em municípios do semi-árido (Vargas, 1973; Pinto, 1978; Vilar *et al.*, 1981, dentre outros). Os solos expansivos são encontrados em várias regiões do país, em especial, no Nordeste, onde aparecem em camadas de formação cretácea, aproximadamente, ao longo do meridiano da Bahia para o norte, até atravessar Pernambuco e Ceará. O solo expansivo do Massapê do Recôncavo Baiano foi motivo de estudos de vários pesquisadores, como Sobral (1956) e Simões e Costa Filho (1981). Nas regiões Centro-Sul e Sul, foram encontrados solos expansivos, por exemplo, em camadas superficiais de podzólicos das Formações Passa Dois e Grupo Tubarão, em São Paulo, Paraná e Santa Catarina e, também, na Formação Santa Maria, no Rio Grande do Sul (Vargas *et al.*, 1989). Há ocorrência, ainda, de solos expansivos no Maranhão, Rio Grande do Norte, Alagoas, Sergipe, Mato Grosso (Ferreira, 1995).

Os fenômenos de expansão resultam de causas normalmente associadas à presença de minerais de natureza expansiva, como as esmectitas. Comparativamente ao comportamento dos solos colapsíveis, tem-se, agora, um fenômeno mais complexo, dominado por causas físico-químicas e que, além do aumento de volume, traz consigo outra consequência associada, a tensão de expansão. Nesses solos, pode ocorrer aumento de volume pelo umedecimento e posterior redução por secagem, fenômeno que tende a se repetir ciclicamente por variações sazonais de umidade ou de sucção do solo num comportamento que se assemelha ao abrir e fechar o fole de uma sanfona. Os solos expansivos são não saturados que contêm argilominerais de estrutura laminar do tipo 2:1, como as montmorilonitas e as vermiculitas. Assim, tais solos podem estar associados a qualquer rocha cuja decomposição enseja a formação de argilominerais expansivos, como é o caso de rochas ígneas básicas, tais como os basaltos, diabásios e gabros onde a decomposição do piroxênio e do feldspato possibilita a formação de montmorilonita. Por outro lado, certas formações, como as sedimentares, que permitem a acumulação de diferentes componentes, também dão origem a solos expansivos, como é o caso de folhelhos, margas e calcários, podendo-se encontrá-los, ainda, em solos formados a partir de rochas metamórficas. A preservação dos minerais expansivos deve-se à formação desses solos em regiões semiáridas de clima tropical e mesmo temperado, onde, comumente, a evapotranspiração excede a precipitação. Algumas características predominantes são indicativas da ocorrência de solos que experimentam variação de volume quando inundados. Essas características são apresentadas na Tabela 1 e dão indicações qualitativas acerca do caráter colapsível ou expansivo, sugerindo que devem ser muitas as possibilidades de suas ocorrências em todo o globo terrestre e, evidentemente, no Brasil.

Tabela 1 – Principais características dos solos expansivos e colapsíveis

Solos Expansivos	Solos Colapsíveis
• Solos não saturados.	• Solos não saturados.
• Solos com minerais argílicos, montmorilonita ou vermiculita. • Contrações e expansões com aparecimento de superfícies de fricção.	• Solos com estrutura porosa ou instável, com partículas interligadas por argila, óxido de ferro, alumínio ou carbonatos.
• Solos com drenagem baixa e atividade alta, derivados de rochas ígneas, basicamente, basalto, diabásios e gabros e de rochas sedimentares basicamente: folhelhos, margas e calcários.	• Solos de origem recente e de fácil drenagem de regiões tropicais úmidas com lixiviação dos horizontes superficiais.
• Solos em regiões onde a evapotranspiração excede a precipitação, regiões semiáridas de clima tropical e temperado.	• Solos em regiões onde a evapotranspiração excede a precipitação, regiões de alternância de estações secas e chuvas intensas e concentradas.

Cumprе destacar o fato de que certos solos com baixa densidade e com minerais expansivos podem experimentar colapso ou expansão, a depender do nível de carga atuante, conforme se mostrará mais adiante. Entretanto, para maior clareza, o texto abordará sepa-

radamente os aspectos gerais dos solos colapsíveis e dos expansivos e, quando necessário, far-se-á menção à ocorrência dos fenômenos conjuntamente. Optou-se por conduzir o texto com base, principalmente, nos dados empíricos obtidos para solos brasileiros, reconhecendo-se, entretanto, que há um considerável acervo de dados disponível na literatura produzido em instituições estrangeiras. Ressalta-se, ainda, que por se tratar de deformações por umedecimento e sem acréscimo de cargas, estão excluídas, do texto, considerações sobre o adensamento de solos não saturados, promovidas por acréscimos de tensão e que podem resultar na expulsão de ar e/ou de água dos vazios dos solos.

2. SOLOS COLAPSÍVEIS

Alguns dos primeiros registros de ocorrência de colapso referem-se a obras assentadas sobre *loess*, um tipo de solo formado após transporte eólico, de ampla ocorrência em várias partes do mundo. Posteriormente, a crescente ocupação de outras regiões com solos de baixa densidade e não saturados, como na Califórnia, na África e na América do Sul, permitiu constatar que o problema pode se originar em qualquer tipo de solo, inclusive nos (mal) compactados, desde que o solo esteja não saturado e apresente baixa densidade, condições essenciais para a manifestação do fenômeno.

2.1 Critérios de identificação

Os critérios disponíveis para a identificação de solos colapsíveis seguem, basicamente, algumas orientações: critérios “regionais” desenvolvidos para determinadas ocorrências de solos ou regiões, a partir de conceitos empíricos ou de determinados testes rápidos; critérios baseados nos limites de consistência ou nas condições de compacidade do solo natural. A Tabela 2 reúne alguns desses critérios. Outros critérios empregam ensaios de laboratório, como os edométricos simples ou duplos, e ensaios *in situ*, como o expansolapsômetro, equipamento desenvolvido especialmente para essa finalidade.

Vários dos critérios buscam indicar, indiretamente, a compacidade do solo, via índice de vazios ou umidade de saturação, como é o caso dos critérios de Denisov (1951) e de Gibbs e Bara (1962). O primeiro associa o índice de vazios que conteria a umidade correspondente ao limite de liquidez ao índice de vazios natural, enquanto o segundo associa a umidade que provoca a saturação ao limite de liquidez do solo. Nesses casos, parece ser mais útil perseguir uma medida direta da compacidade do solo *in situ*, o que foi proposto por Gibbs (1961) e, no Brasil, por de Mello (1973), que especificou que solos com grau de compactação natural, RC_n , relação entre a massa específica seca *in situ* e a massa específica seca máxima, obtida no ensaio de Proctor Normal, fosse inferior a 80%. Vilar e Rodrigues (2007) revisaram o critério de Gibbs (1961) com dados de cerca de 100 tipos de solo e confirmaram a sua eficácia, sugerindo, ainda, que a faixa de solos colapsíveis poderia ser ligeiramente estendida, conforme se mostra na Figura 1. Nesta figura, Δw corresponde ao desvio de umidade, diferença entre a umidade do solo e sua umidade ótima, sendo os valores negativos associados aos solos dito “secos”, isto é, com umidade menor que a ótima. Com relação à proposta de de Mello (1973), sugeriram, para os solos secos, que ela deveria ser ampliada para 90%, com os valores limítrofes encarados com a

devida cautela em ambos os critérios.

Tabela 2 – Critérios de identificação de solo colapsível

Referência	Expressão	Limites
DENISOV (1951) citado por REGINATTO (1970)	$K = \frac{e_1}{e_0}$	• $0,5 < K < 0,75$, altamente colapsível • $K = 1$, não colapsível • $1,5 < K < 2$, não colapsível
FEDA (1966)	$KI = \frac{\left(\frac{w_0}{S_0}\right) - w_p}{w_l - w_p}$	Se $S_o > 80\%$ e $KI > 0,85$, o solo é colapsível
PRIKLONSKIJ (1952) citado por FEDA (1966)	$Kd = \frac{w_l - w_0}{w_l - w_p}$	• $Kd < 0$, altamente colapsível, • $Kd > 0,5$, colapsível e • $Kd > 1$, expansivo
GIBBS & BARA (1962)	$R = \frac{w_{sat}}{w_l}$	$R > 1$, colapsível
KASSIF e HENKIN (1967)	$K = \gamma_d \times w$	$K < 15$, colapsível
JENNINGS e KNIGHT (1975)	Cascalho fino	$Sr < 6\%$, colapsível $Sr > 10\%$, não colapsível
	Areia fina	$Sr < 50\%$, colapsível $Sr > 60\%$, não colapsível
	Silte argiloso	$Sr < 90\%$, colapsível $Sr > 95\%$, não colapsível
Código de obras da URSS (1977) citado por RESNIK (1989)	$CI = \frac{e_0 - e_1}{1 + e_0}$	Ocorre colapso para:
	$Sr < 80\%$	• $1\% \leq wp \leq 10\%$, $CI < 0,1$ • $10\% \leq wp \leq 14\%$, $CI < 0,17$ • $14\% \leq wp \leq 22\%$, $CI < 0,24$

σ_{v1} - tensão de inundação no ensaio edométrico; e_1 - índice de vazios (amolgado) correspondente ao limite de liquidez; Sr - grau de saturação; e_0 - índice de vazios natural; γ_d - peso específico seco; w , w_0 - umidade natural; w_p - limite de plasticidade; w_l - limite de liquidez; K - coeficiente de subsdência; KI - coeficiente de colapsibilidade; PC - potencial de colapso.

No ensaio edométrico ou de adensamento com inundação por estágios, após estabilizados os recalques devidos ao carregamento, inunda-se o corpo de prova e registram-se os recalques adicionais, enquanto, no ensaio duplo de adensamento (Jennings & Knight, 1957), conduzem-se, paralelamente, dois ensaios de adensamento: um a teor de umidade natural e outro com a amostra inundada antes do primeiro carregamento. A Figura 2 ilustra resultados típicos empregando essas duas alternativas de teste.

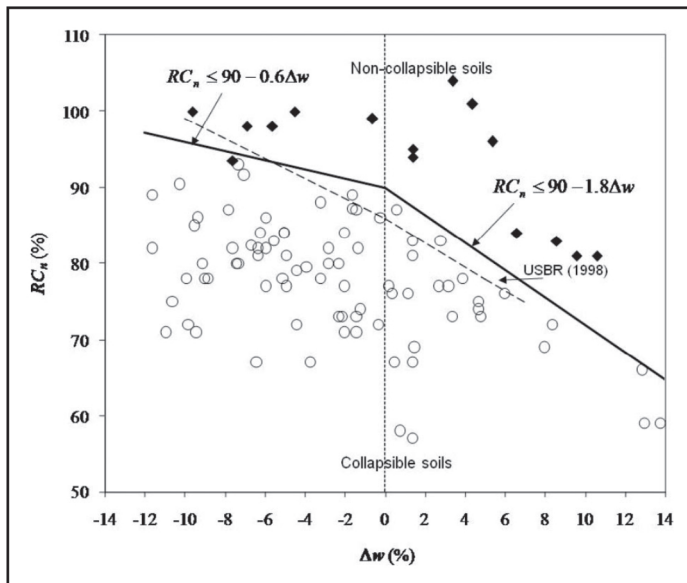
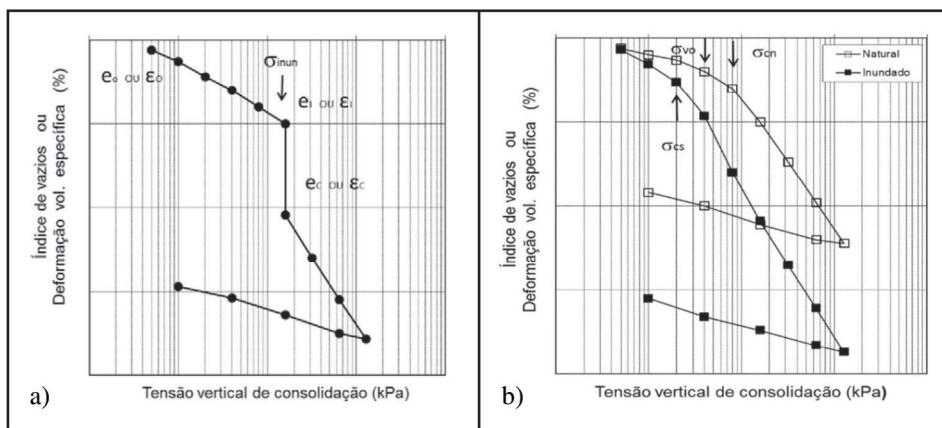


Figura 1 – Critério de Gibbs (1961) atualizado com dados de cerca de 100 tipos de solo (Vilar e Rodrigues, 2007)



onde:

e_i, ε_i índice de vazios ou deformação volumétrica específica até a tensão considerada antes da inundação;

e_c, ε_c índice de vazios ou deformação volumétrica específica após a inundação;

onde:

σ_{cn} Tensão de pré-consolidação virtual do solo na umidade natural;

σ_{cs} Tensão de pré-consolidação virtual do solo inundado;

σ_{vo} Tensão vertical devido ao peso próprio do solo em campo.

Figura 2 – Ensaios edométricos: a) simples, b) duplo

A partir dos resultados pode-se calcular o potencial de colapso, PC, como:

$$PC(\%) = 100 \cdot \frac{e_c - e_i}{1 + e_i} = 100 \cdot \frac{\varepsilon_c - \varepsilon_i}{1 + \varepsilon_i} = 100 \cdot \frac{h_c - h_i}{1 + h_i} \quad (\text{Eq. 1})$$

onde:

e_i , ε_i e h_i = índice de vazios, deformação volumétrica específica e altura do corpo de prova até a tensão considerada sob umidade natural (antes da inundação);

e_c , ε_c e h_c = índice de vazios, deformação volumétrica específica e altura do corpo de prova alcançada em consequência da inundação (após a inundação).

Com base nos valores para potencial de colapso (PC), Abelev (1948) classifica como solos colapsíveis aqueles que apresentem valores superiores a 2%. Vargas (1978) utiliza o mesmo critério de Abelev (1948), com a diferença de não ter restrições à tensão de inundação. Na Tabela 3, é apresentada a classificação proposta por Jennings & Knight (1975), indicando a gravidade dos problemas nas edificações e a classificação de Lutenege & Saber (1988), indicando o grau de severidade ao colapso.

Tabela 3 – Classificação da colapsibilidade em obras de engenharia a partir de resultados de ensaios edométricos simples

Jennings & Knight (1975) para tensão de inundação de 200 kPa		Lutenege & Saber (1988) para tensão de inundação de 300 kPa	
PC (%)	Gravidade dos Problemas	PC (%)	Grau de severidade ao colapso
0 a 1	Sem problema	2	Leve
1 a 5	Problema moderado	6	Moderado
5 a 10	Problemático	10	Alto
10 a 20	Problema grave	-	-
> 20	Problema muito grave	-	-

Os valores dos potenciais de colapso tipicamente crescem com o acréscimo da tensão vertical de inundação, atingindo valores máximos para uma determinada tensão e, posteriormente, decrescem conforme se ilustra na Figura 3, que mostra resultados para solos de Petrolina - PE, obtidos por Ferreira (1995), Fucale (2000) e Silva (2003). Nesses casos, trata-se de areias siltosas ou argilosas, com densidade de sólidos variando de 2,60 a 2,64 e peso específico aparente seco variando de 16,00 a 16,70 kN/m³.

No caso dos ensaios duplos, a diferença de ordenadas entre as duas curvas, para uma dada tensão, permite calcular a deformação por colapso. Partindo do pressuposto de que não devem ocorrer variações volumétricas devido a variações de umidade, sob condições de equilíbrio com o peso do solo sobrejacente no campo, Jennings & Knight (1957) sugerem uma aproximação geométrica para sobrepor as curvas de compressão dos dois testes e, com isso, podem-se calcular os recalques devido à inundação para condições sem deformação lateral ou em repouso.

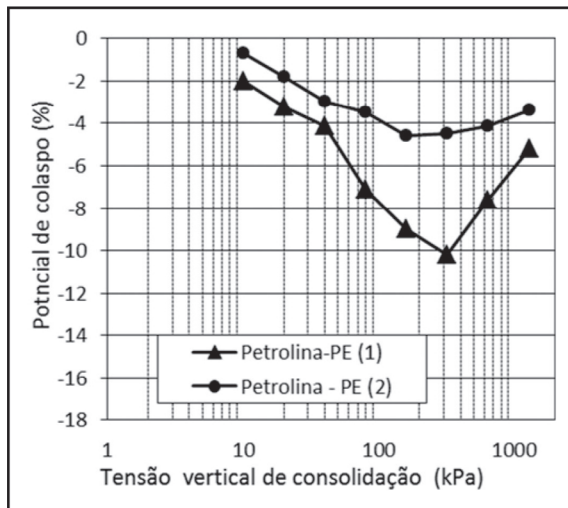


Figura 3 – Variação do potencial de colapso com a tensão vertical

Reginatto & Ferrero (1973) apresentaram um critério para determinar a suscetibilidade ao colapso dos solos para uma determinada tensão vertical, tomando-se como referência a tensão vertical geostática e a tensão de escoamento sob duas condições limites: na umidade natural e na condição saturada. Definem o Coeficiente de Colapsibilidade (Equação 2) e classificam os solos em verdadeiramente colapsível e condicionado ao colapso.

$$C = \frac{\sigma_{cs} - \sigma_{v0}}{\sigma_{cn} - \sigma_{v0}} \quad (\text{Eq. 2})$$

onde:

C = Coeficiente de Colapsibilidade;

σ_{cn} = Tensão de pré-adensamento ou de cedência virtual do solo na umidade natural;

σ_{cs} = Tensão de pré-adensamento ou de cedência virtual do solo inundado;

σ_{v0} = Tensão vertical devida ao peso próprio do solo em campo.

As possibilidades de combinação das citadas tensões originam as seguintes condições e correspondentes classificações:

a) solo verdadeiramente colapsível quando $\sigma_{cs} < \sigma_{v0}$ e $C < 0$. O solo sofre colapso sem carregamento externo;

b) solo condicionalmente colapsível quando $\sigma_{cs} < \sigma_{v0}$ e $0 < C < 1$. A ocorrência de colapso depende da tensão, induzido pelo carregamento externo (σ_v), segundo as seguintes situações:

- não ocorre colapso com a inundação do solo quando $\sigma_v < \sigma_{cs}$;
- ocorre colapso quando o solo for inundado após carregamento quando $\sigma_{cs} < \sigma_v < \sigma_{cn}$;
- pode ocorrer colapso mesmo sem inundação quando $\sigma_v > \sigma_{cn}$.

c) há a indefinição quanto à ocorrência do colapso quando $\sigma_{cs} = \sigma_{cn}$ e $C=1$.

Para a avaliação de colapso por meio de ensaios de campo, Ferreira e Lacerda (1993) desenvolveram um equipamento simples denominado expansocolapsômetro (Figura 4), que permite avaliar a variação de volume dos solos em campo em diferentes profundidades do perfil geotécnico. Após a abertura de um furo por sondagem a trado, é iniciado o carregamento em estágios até alcançar uma tensão específica, quando é feita a inundação. Os recalques são acompanhados até a estabilização, e o potencial de colapso é definido segundo a Equação 3. Uma nova versão do expansocolapsômetro foi apresentada por Ferreira *et al.* (2002b). Mahmoud *et al.* (1995) também desenvolveram um equipamento para realização de ensaios de colapso, cuja metodologia foi denominada Down-Hole Collapse Test.

$$PC(\%) = 100 \cdot \frac{\Delta H}{H} \quad (\text{Eq. 3})$$

onde:

ΔH = variação de altura (recalque) devido à inundação;

H = é a espessura inicial da camada comprometida com o processo do colapso antes da inundação. Essa profundidade pode ser determinada pela variação da umidade do solo alterada com a inundação ou profundidade abaixo da placa em que a transmissão de tensão é significativa.

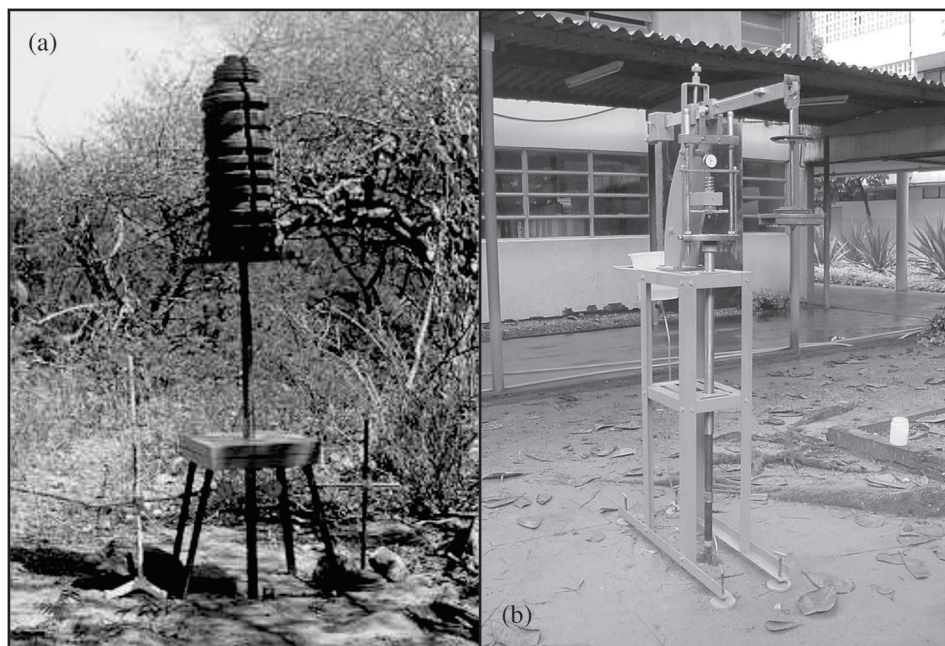


Figura 4 – Equipamento expansocolapsômetro para a realização de ensaios de colapso no campo: a) Primeira versão (Ferreira e Lacerda, 1993); b) Versão de 2002 (Ferreira *et al.*, 2002b).

2.2 Influência do estado de tensões sobre as deformações por colapso

O estudo experimental do colapso de solos baseou-se, quase sempre, em ensaios edométricos ou de compressão confinada, refletindo, portanto, situações de carregamento unidirecional, sem possibilidade de deformações laterais. Dessa forma, pouco se pôde determinar sobre a resposta de solos colapsíveis quando umedecidos sob estados de compressão triaxial, uma condição, provavelmente, mais frequente do que a em repouso. Esse tema foi, primeiramente, abordado por Lawton *et al.* (1991), que realizaram ensaios triaxiais duplos, ou seja, ensaios em que se utilizam dois corpos de prova, um carregado na umidade de interesse e outro previamente inundado. Os autores notaram que as deformações volumétricas, resultantes da mudança no estado de tensão ou devido ao umedecimento dependeram da média das tensões principais totais e foram independentes da razão entre as tensões principais totais, enquanto as deformações laterais e axiais dependeram significativamente da razão entre as tensões principais.

Ensaio de compressão triaxial e edométricos com umedecimento do solo em determinados estágios de carregamento foram realizados sob distintas tensões confinantes, utilizando-se uma areia argilosa indeformada que apresentava peso específico de 15,50 kN/m³, índice de vazios de 1,07 e umidade de 18,3%. Para ilustrar o comportamento típico, a Figura 5 mostra, respectivamente, as deformações axiais e laterais, em função da relação de tensões principais totais, observadas em ensaios realizados com tensão confinante de 50 kPa. Nota-se que as deformações axiais provocadas por umedecimento, sob tensões constantes, tendem a atingir valores próximos, exceção feita à amostra ensaiada na relação $\sigma_1/\sigma_3 = 3$, condição que praticamente conduziu a amostra a uma situação próxima à ruptura, por ocasião do umedecimento. As deformações radiais, por sua vez, foram de compressão para relações σ_1/σ_3 inferiores a 2,5 e, acima desse valor, de expansão, ou seja, de aumento de diâmetro do corpo de prova.

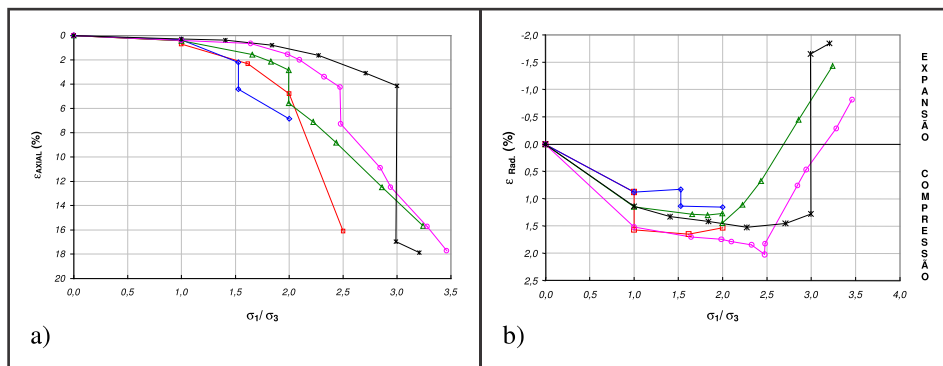


Figura 5 – Ensaio de compressão triaxial com tensão confinante de 50 kPa e umedecidos sob diversos estados de tensão: (a) deformações axiais; (b) deformações radiais (Vilar e Davies, 2001)

A Figura 6 reúne os potenciais de colapso na direção axial registrados nos ensaios unidirecionais e nos ensaios de compressão triaxial, realizados sob distintas tensões confinantes. Nota-se, para todas as relações σ_1/σ_3 , exceção feita à $\sigma_1/\sigma_3 = 1$, que os potenciais de colapso tendem a atingir um máximo e, depois, decrescer com a tensão axial, fato que também ocorre com o ensaio edométrico. Além disso, observa-se que, com o aumento da σ_1/σ_3 , os potenciais de colapso tendem a aumentar. Por fim, ao comparar as magnitudes de colapso, observa-se que, nos ensaios edométricos, os valores são, pelo menos, 30% maiores que os observados nos ensaios triaxiais. Essa diferença tende a crescer à medida que decresce a relação σ_1/σ_3 nos ensaios triaxiais.

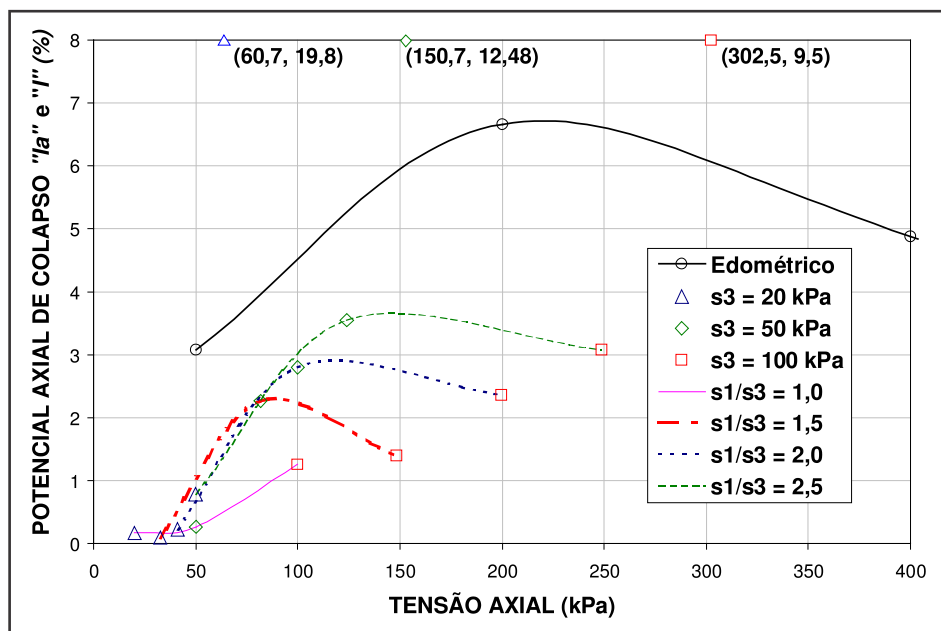


Figura 6 – Potenciais de colapso axiais versus tensão axial (Vilar e Davies, 2001)

Os resultados mostram a influência das deformações laterais produzidas nos ensaios triaxiais, pois, além das deformações axiais, a amostra pode ser comprimida lateralmente quando confinada, ocorrendo, então, uma maior redução de índice de vazios. No ensaio edométrico, a deformação volumétrica composta pela parcela lateral e axial é apenas retratada pela deformação axial.

2.3 Influência da sucção e da umidade nas deformações volumétricas de solos não saturados

O reconhecimento das limitações de um princípio de tensões efetivas, principalmente para retratar a compressibilidade, levou ao reconhecimento da necessidade de utilizar outras variáveis de estado para retratar o comportamento de solos não saturados. Dentre

as possibilidades, tem-se recorrido à tensão confinante líquida, $\sigma - u_a$, e à sucção, $u_a - u_w$, pelas razões já apontadas no capítulo 10. Dessa forma, passou-se a desenvolver ensaios em que fosse possível controlar essas variáveis, havendo, na atualidade, diversas opções, várias delas baseadas no princípio de translação de eixos (Hilf, 1956), que é rotineiramente empregado na obtenção de curvas de retenção de água em aparelhos de placa de pressão utilizados, originariamente, em Agronomia e Física do Solo. A Figura 7 ilustra um aparelho para ensaios de compressão confinada ou edométricos, em que é possível controlar a sucção por meio de uma placa porosa de alta pressão de entrada de ar posicionada na base. Como se trata de um sistema fechado, semelhante a um aparelho de placa de pressão, a sucção é controlada pela diferença entre as pressões de ar e de água atuantes na amostra. A configuração mostrada é a proposta por Escario e Saez (1973a, b), que, na sua versão original, utiliza uma membrana semipermeável de celulose em vez de placa porosa.

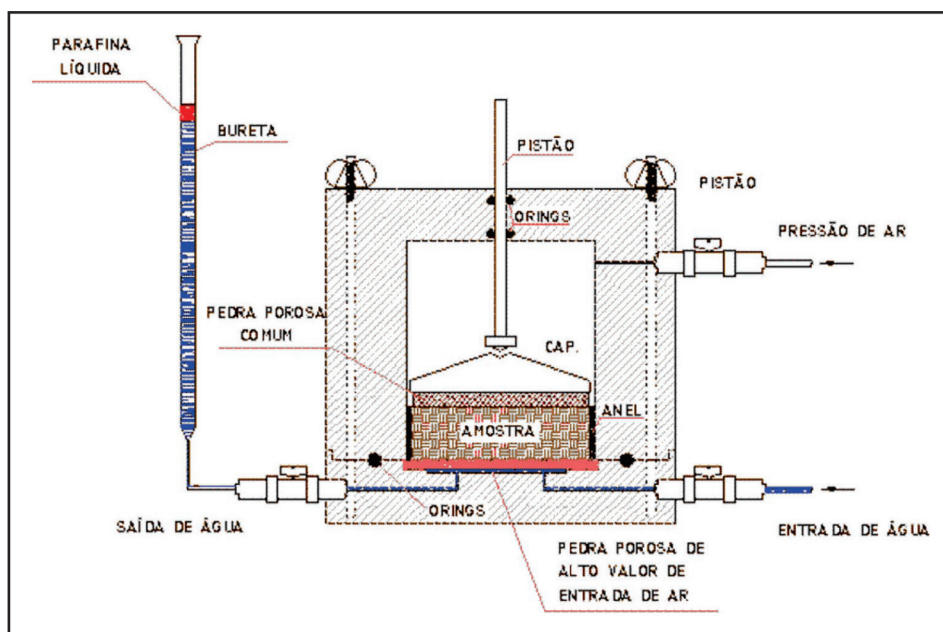


Figura 7 – Câmara edométrica para ensaios com sucção controlada (adaptada de Escario e Saez, 1973b)

Escario e Saez (1973b), utilizando seu edômetro com sucção controlada, foram os primeiros a mostrar o desenvolvimento das deformações por umedecimento gradual ou redução da sucção em um solo, revelando que não era necessário inundar o solo para que as deformações ocorressem. Mostraram, ainda, que, dependendo do nível de tensões e de sucção atuantes, tanto poderia ocorrer colapso, como expansão em determinados solos.

A Figura 8(a) ilustra resultados obtidos por Vilar (1995), utilizando o mesmo solo originalmente ensaiado por Escario e Saez (1973 b), uma argila cinza de natureza expan-

siva, que apresentava $LL = 71\%$; $LP = 36\%$ e $LC = 22\%$. Essa argila foi levemente compactada até uma massa específica seca de $1,23 \text{ g/cm}^3$ e umidade de 22% , sendo que os parâmetros de compactação do Proctor Normal eram $\rho_{d\text{máx}} = 1,325 \text{ g/cm}^3$ e $w_{\text{ot}} = 33,6\%$. O valor inicial de sucção foi reduzido para $2,5 \text{ MPa}$ e, em seguida, para $1,5$; $1,0$; $0,5$ e 0 kPa , registrando-se as deformações acumuladas em cada nível de sucção. Nota-se que, partindo-se da sucção inicial, a redução até $1,0 \text{ MPa}$ de sucção provocou deformações desprezíveis até 600 kPa de tensão. As deformações começam a ser relevantes quando a sucção é reduzida para $0,5 \text{ MPa}$ e confirma-se o fato de que não é necessária a total saturação do solo para que se desenvolva deformação por umedecimento, embora os máximos de deformação estejam associados à sucção nula. Notar que, para tensões inferiores a 200 kPa , a progressiva redução de sucção origina deformações por expansão, representada por valores positivos nas ordenadas.

Um efeito semelhante ao descrito no parágrafo anterior pode ser observado com relação à umidade, conforme se ilustra na Figura 8(b). Nesse caso, tem-se uma argila de alta plasticidade, ensaiada com distintas umidades e inundada sob a tensão de 160 kPa . Para as menores umidades, as deformações são de colapso (valores positivos nas ordenadas), enquanto que, para as umidades mais altas, são de expansão.

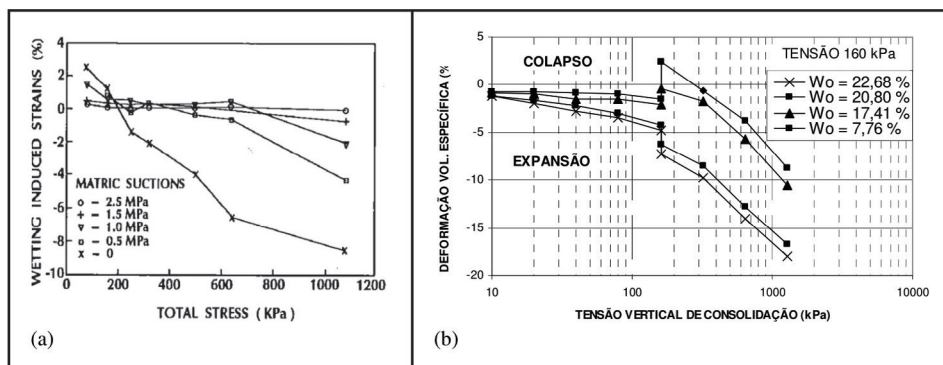


Figura 8 – (a) Deformações graduais originárias de redução de sucção (Vilar, 1995); (b) Influência da umidade sobre as deformações por inundação sob uma tensão de 160 kPa (Ferreira e Ferreira, 2009).

O efeito de diferentes níveis de sucção nas curvas de compressão confinada pode ser apreciado na Figura 9(a), que se refere a ensaios realizados com amostras indeformadas de areia fina argilosa, retiradas a 8 m de profundidade no Campo Experimental de Fundações da EESC-USP. Como esperado, a sucção tende a enrijecer o solo e a aumentar a tensão de pré-adensamento ou, mais apropriadamente, da tensão de plastificação ou de cedência do solo. Ensaios complementares a esses indicam que os índices de compressão tendem a aumentar com a sucção, ou seja, as curvas tendem a se juntar em algum valor de tensão, característica típica dos solos que experimentam um máximo de colapso. A Figura 9(b) ilustra resultados semelhantes aos da Figura 9(a) somente que agora a variável de controle é a umidade. Nesse caso, trata-se de uma areia siltosa, com

peso específico seco inicial de $16,25 \text{ kN/m}^3$. Observa-se que o aumento da umidade torna mais compressível o solo, de forma que quanto maior a umidade inicial, menores ou inexistentes serão as deformações por colapso. Nessa figura, pode-se, ainda, apreciar o fato de que os ensaios edométricos duplos retratarão, na verdade, o que ocorre na umidade (e sucção) existente quando da amostragem. Nota-se que as deformações por colapso, calculadas a partir da diferença de ordenadas entre determinada curva e a curva de sucção nula, dependerão de qual sucção (ou umidade) se utiliza como representativa do solo em sua condição natural.

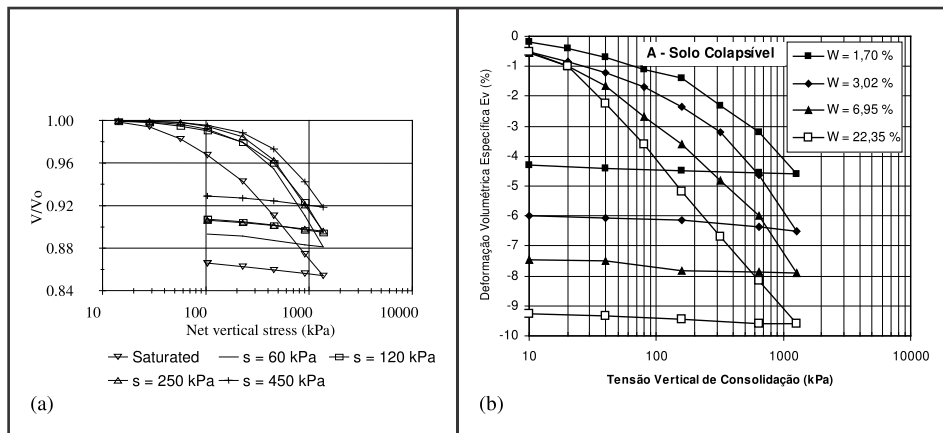


Figura 9 – Curvas de compressão confinada. (a) Influência da sucção (Machado e Vilar, 1997); (b) Influência da umidade (Ferreira, 1995).

Os ensaios com sucção controlada permitem abastecer modelos como o de Alonso *et al.* (1990). Assim, a curva LC - *load collapse* do citado modelo é composta a partir das tensões de pré-adensamento e correspondente sucção, devendo-se atentar que, nesse caso, tem-se a curva LC relacionada a um estado de carregamento sem deformação lateral, ou seja, solo em repouso.

O desenvolvimento de deformações provocadas por redução de sucção ou umedecimento gradual do solo também foi reproduzido para um solo típico do sudeste brasileiro, como se ilustra na Figura 10, que inclui o efeito da ciclagem de sucção sobre as deformações. Nota-se que quanto maior o valor da sucção inicial da amostra, mais distribuídas são as deformações provocadas pelo umedecimento paulatino. Amostras mais úmidas (sucção inicial de 50 e 100 kPa) suportam valores mais baixos de sucção, da ordem de 10 kPa, sem que se desencadeie uma parcela considerável do colapso total. Grande parte do colapso total surge quando o valor da sucção é reduzido de 10 para 0 kPa. Nas amostras com sucção inicial de 200 e 400 kPa, aproximadamente 40% do colapso total ocorre com a saturação do solo; os outros 60% já foram desencadeados pela redução paulatina da sucção. Vê-se, também, que sucções da ordem de 10 kPa são capazes de preservar parte da estrutura do solo, de sorte que uma parte do colapso total ainda possa ocorrer quando a sucção é reduzida a zero. Nos ciclos de umedecimento e

secagem, as deformações produzidas pelo novo umedecimento da amostra revelam-se reversíveis e de pequeno valor.

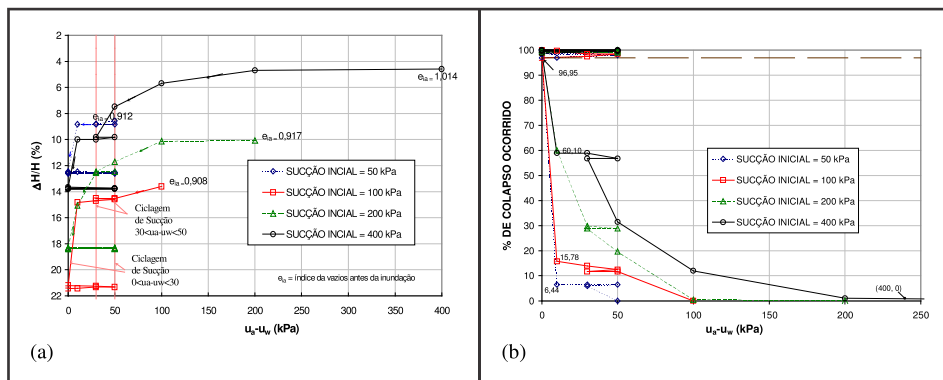


Figura 10 – (a) Deformações proporcionadas pela redução e ciclagem da sucção; (b) Percentagem de colapso ocorrido com a redução paulatina e ciclagem da sucção (Vilar e Davies, 2002)

2.4 Coeficiente de empuxo em repouso – K_0

As tensões laterais para a condição de repouso dependem da sucção e de sua variação, conforme exemplificado por dados obtidos com uma areia fina argilosa laterítica compactada com peso específico de 14 kN/m^3 e umidade de 12% (grau de compactação da ordem de 80%, e desvio de umidade de cerca de 5,5% em relação aos parâmetros do Proctor Normal).

A Figura 11(a) mostra as tensões laterais medidas para o solo saturado e sob distintas sucções, notando-se, no primeiro carregamento, uma relação praticamente constante entre tensões laterais e verticais à medida que crescem as tensões. O valor numérico dessa relação, ou seja, o coeficiente de empuxo em repouso, tende a ser maior para o solo saturado (0,42) e variou pouco para as duas sucções testadas, atingindo 0,27 para a sucção de 200 kPa. Nota-se, como esperado, que a sucção tende a enrijecer o solo e reduzir as tensões laterais.

A Figura 11(b) ilustra o andamento das tensões laterais em dois ensaios, um com solo saturado e outro com o solo com sucção de 100 kPa, que foi paulatinamente umedecido quando sob uma tensão de 660 kPa. O umedecimento ou a redução de sucção de 100 kPa para zero fez com que as tensões laterais crescessem e chegassem próximo das tensões laterais atuantes no solo saturado, com K_0 partindo de 0,25 e chegando a 0,39. Os resultados sugerem que o umedecimento de solos colapsíveis, além de provocar deformações, tende a aumentar as tensões laterais na condição em repouso.

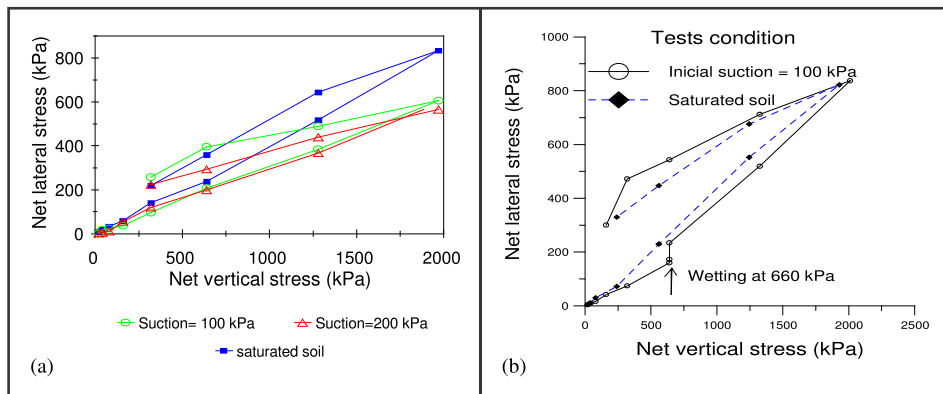


Figura 11 – (a) Tensões verticais e horizontais em condição de repouso para diferentes sucções; (b) Tensões verticais e horizontais em condição de repouso para diferentes sucções e com umedecimento do solo (Machado e Vilar, 1997).

2.5 Melhoramento de solos colapsíveis

As técnicas de melhoramento para evitar ou minimizar os efeitos da variação de volume nas edificações devido à mudança de umidade em solos colapsíveis estão relacionadas a dois princípios básicos. O primeiro consiste em conferir ao solo uma estrutura estável considerando-se o estado tensional atual e aquele que será submetido; e o segundo, em impedir ou reduzir significativamente a variação da umidade do solo (Ferreira, 2010). A técnica a ser utilizada na Engenharia Geotécnica está condicionada às características do solo, ao tipo de obra, ao custo e ao tempo de execução (Ferreira, 2005). É importante, antes de adotar qualquer solução, identificar, caracterizar e analisar o comportamento tensão-deformação-resistência do solo. Os métodos ou soluções de Engenharia de Fundações adotados frequentemente em solos colapsíveis podem ser divididos em três grupos (Ferreira, 2005).

I. Soluções antes da construção, evitando o solo ou preparando a estrutura para conviver com ele – a) retirada parcial ou total do solo colapsível com substituição por material adequado, especificando-se a espessura do solo a ser substituído a partir da distribuição de tensões no terreno e da previsão da variação da profundidade até onde ocorre variação da umidade do solo (Aragão & Melo, 1982; Ferreira & Teixeira, 1989); b) utilização de fundações profundas, apoiadas abaixo de extrato colapsível com consideração do efeito do atrito negativo, que pode ser provocado pelo colapso da camada superior (Aflitos *et al.*, 1990); c) emprego de fundações flutuantes; d) uso de sistema de fundação corrida de maior rigidez, de modo a minimizar os efeitos dos recalques diferenciais.

II. Soluções antes da construção, modificando-se as propriedades dos solos colapsíveis. As técnicas de melhoramento podem ser divididas em três grupos. O primeiro consiste em promover o colapso da estrutura do solo por umedecimento prévio. Quando o

colapso não ocorre apenas com o pré-umedecimento (solos condicionados ao colapso), aplica-se uma sobrecarga para acelerar ou aumentar o efeito; a técnica pode ser acompanhada de drenos verticais e vibração. O segundo consiste na compactação total ou parcial do solo colapsível, objetivando reduzir a permeabilidade, aumentar a capacidade de suporte e modificar a estrutura metaestável. Essa técnica é geralmente aplicada quando a camada de solo colapsível envolvida ocorre em pequenas profundidades (Al Rawas, 2000). Por vezes, associada à substituição, a compactação pode ser feita com a utilização de rolos compactadores, cravação de estacas, e, posterior preenchimento do furo com solo compactado ou solo/cimento, injeção de argamassa de cimento ou argila em suspensão sob pressão, injeção de água e colunas de deslocamento (Araújo, 2009; Conciani, 2006). A compactação do solo substituído deve atingir um grau de compactação entre 95 e 100% e com umidade 2% inferior à sua umidade ótima (Jennings & Knight, 1975; Ferreira, 2005). O terceiro grupo consiste em melhorar o arranjo das partículas do solo pela criação de uma nova ligação estrutural, dando ao solo maior coesão, eliminando-se a colapsibilidade. Esse processo baseia-se na destruição da estrutura natural do solo ou na fixação dela com o aumento de sua resistência pela da injeção de vários ligantes ou agentes químicos. A estabilização química pode ser feita por silicatização; injeções de diferentes substâncias, como argamassa composta de cal e água ou cal e escória, compostos de alto peso molecular e *jet-grouting*; uso de argila para o aumento da resistência das ligações da estrutura do solo colapsível (Mitchell, 1981; Moretti, 2012).

III. Soluções após a construção – Danos em edificações apoiadas em solos colapsíveis ocorrem, muitas vezes, por falta de investigação adequada para o tipo de solo ou por não se considerar a variação do estado tensional (tensão externa aplicada, estrutura e sucção) ou mesmo o tipo de fluxo percolante. É recomendado minimizar os efeitos, evitando-se mais sobrecarga no solo, diminuir suficientemente a infiltração dos fluidos percolantes (em especial, a água), utilizando-se projetos de drenagem adequados, controle de vazamentos de condutos de água e esgoto e impermeabilização da área não coberta. Medidas corretivas ou de manutenção serão inevitáveis. Pode-se fazer reforço de fundações com estacas Megap, aumentando-se a peça de fundação com ou sem inserção de estacas.

3. SOLOS EXPANSIVOS

Para um solo ter caráter expansivo depende, primariamente, do tipo de argila existente, uma vez que nem todos minerais argilosos experimentam modificações volumétricas. Essa instabilidade pode ser especialmente importante nas argilas esmectitas, em especial, a montmorilonita e a vermiculita, ocorrendo, também, nos interestratificados de montmorilonita com clorita, illita e vermiculita. A haloisita tem capacidade de expansão, porém, muito mais limitada. Os solos contêm, normalmente, minerais não argílicos, tais como sílica, feldspato e precipitados químicos. A capacidade expansiva também poderá ser devido à presença deste último.

Existem outros fatores condicionantes ligados ao solo (distribuição das partículas de argila, porosidade, orientação mineralógica, cimentação, etc.) e estruturais (perfil estratigráfico, espessura do solo, descontinuidade, etc.), que influenciam igualmente o potencial

expansivo do solo. A capacidade expansiva do solo depende, também, da natureza da fração argilosa e de sua formação.

Para que se manifeste o potencial expansivo na mudança de umidade do solo, destacam-se dois grandes grupos: i) mudanças sazonais; ii) modificações da umidade natural do terreno pela ação humana.

As mudanças sazonais estão vinculadas às variações climáticas ao longo do ano. As oscilações periódicas de umidade na superfície do terreno dependem da relação precipitação/ evaporação. Como a evaporação se realiza com frequência pela atividade da biomassa, utiliza-se o termo “evapotranspiração”.

Se, num período anual, a precipitação excede a evapotranspiração e supera a capacidade de retenção de água intrínseca do terreno, produz-se uma eliminação por drenagem do excesso de água. Essa água, se o solo é permeável, pode dar lugar a um nível freático. As alterações sazonais de umidade são, nessas condições, pouco manifestas.

Caso as precipitações estejam concentradas em determinadas estações, nos meses de seca, pode produzir-se uma evapotranspiração não equilibrada pela contribuição natural da água. Esse déficit tende a se compensar a partir da água retida pelo terreno. A umidade perdida tenderá a ser recuperada nos períodos de chuva. O resultado final são mudanças sazonais de umidade na franja mais superficial do solo.

A evapotranspiração depende da vegetação, que desenvolve uma grande atividade vital precisamente no começo dos meses secos, contribuindo na dessecação do terreno. Outros fatores que a condicionam são a umidade relativa do ar, sua velocidade e a temperatura.

A implantação de uma obra de engenharia provoca uma perturbação local de umidade natural do solo. Em uma primeira fase, a escavação realizada permite atingir as cotas superficiais dos terrenos que se encontram em determinadas condições de umidade, motivando, em muitas ocasiões, sua modificação temporal. Após a execução da obra, impede-se o acesso vertical de água ao terreno e as perdas por evaporação. Isso cria um desequilíbrio em relação aos terrenos circundantes, o que pode determinar movimentos de umidade. As transferências estão favorecidas, em climas quentes, pelo maior aquecimento que experimentam as zonas vizinhas às construídas, que estão protegidas da insolação.

O resultado final pode ser uma franja úmida sob a zona construída que determine o intumescimento do solo, ou, alternativamente, o desenvolvimento de tensões. Essas instabilidades podem ser muito pronunciadas se, durante a realização das obras, permite-se uma forte dessecação do terreno.

3.1 Critérios de identificação de solos expansivos

A identificação de solos expansivos é um estágio essencial no sucesso de projetos de engenharia. Falhas nesse estágio podem levar à ruptura de obras ou à necessidade de recuperação. A identificação visual desses solos em campo não é fácil. Índices tradicionais utilizados para caracterizar os solos, como SPT, a granulometria, índices de consistência, não são capazes de identificar com exatidão se um solo é colapsível ou expansivo. Diver-

sos pesquisadores, com o objetivo de determinar a suscetibilidade da expansibilidade de um solo definiram certos critérios para identificar este comportamento. Os métodos são divididos em dois grandes grupos: métodos diretos e indiretos. Os métodos indiretos são aqueles que se utilizam dos índices físicos e limites de consistência ou parâmetros ligados à textura de simples obtenção em ensaios de laboratório e campo para indicar a potencialidade de expansão. Os métodos diretos baseiam-se na medida do potencial de expansão do solo avaliado pelos ensaios edométricos, de placa ou com o expansocolapsômetro. A Tabela 4 compilada por Schreiner (1987) e Ferreira (1995) mostra vários métodos de identificação de solos expansivos.

Tabela 4 – Métodos de identificação de solos expansivos
(Schreiner, 1987; Ferreira, 1995)

Métodos	Subdivisões	Critério	Referência
INDIRETOS	Identificativos	Difração e raio-X, Microscopia eletrônica de varredura, Análise termogravimétrica e Adsorção de etilenoglicol e glicerina	Ayala <i>et al.</i> (1986)
		Físico-químico	Fink <i>et al.</i> (1971)
	Orientativos	Granulometria, Consistência e Índices físicos e Classificação Geotécnica	Prikonskij (1952), Skempom (1953), Seed <i>et al.</i> (1962), Van Der Merwe (1964), Chen (1965), Vijayvervia e Ghazzaly (1973), Rodriguez Ortiz (1975), Cuellar (1978). Daksanamurthy e Raman (1973).
	Qualitativos	Geologia, Geomorfologia, Pedologia e Identificação visual.	Patrick e Snethen (1976), Ayala <i>et al.</i> (1986), Ferreira (1990c e 1993a).
	Avaliativos	Ensaio de Expansão de Lambe	Lambe (1960).
DIRETOS	Quantitativos	Expansão Livre e Tensão de Expansão, Ensaios Edométricos Duplos e Simples, placa, Expansocolapsômetro	Seed <i>et al.</i> (1962), Chen (1965), Vijayverviya e Ghazzaly (1973), Rodriguez Ortiz (1975), Cuellar (1978), Jimenez Salas (1980).
		Ensaios Edométricos de Sucção controlada	Escario (1967 e 1969), Aitchison <i>et al.</i> (1973), Johnson (1978), McKeen (1980).

As Tabelas 5 e 6 apresentam classificações de solos expansivos com base em limites de consistência e em expansão e tensão de expansão, respectivamente.

Tabela 5 – Classificações do grau de expansão relacionada ao Limite de Liquidez (LL) e ao Índice de Plasticidade (IP)

Grau de Expansão	Chen (1965)	Seed <i>et al.</i> (1962)	Daksanamurthy & Raman (1973)
Muito Alto	LL > 60	IP > 35	LL > 70
Alto	40 < LL ≤ 60	20 < IP ≤ 35	50 < LL ≤ 70
Médio	30 ≤ LL ≤ 40	10 ≤ IP ≤ 20	35 < LL ≤ 50
Baixo	LL < 30	< 10	20 ≤ LL ≤ 35

Os ensaios de expansão “livre” medem a variação de espessura da amostra, fazendo-se uma relação entre a sua altura inicial e final, quando é colocada dentro de um recipiente com água. A expansão “livre” (E_i) é determinada em percentual após a sua estabilização. Alguns métodos utilizam pequenas sobrecargas antes da inundação, como, por exemplo, 7 kPa (Seed *et al.*, 1962) e 10 kPa (Vijayvergiya & Ghazzaly, 1973), Tabela 5.

A percentagem de expansão “livre” pode ser encontrada pela Equação 4.

$$EI(\%) = \frac{\Delta H}{H} * 100 \quad (\text{Eq. 4})$$

onde:

E_i = expansão “livre”, em percentagem;

ΔH = altura da expansão devido à saturação;

H = altura do corpo de prova antes da inundação

Tabela 6 – Critérios de classificação de solos expansivos com base na expansão livre e tensão de expansão

Critério de Seed <i>et al.</i> (1962)	Critério de Vijayvergiya & Ghazzaly (1973)	Grau de Expansibilidade
Expansão livre (%) para tensão de sobrecarga 7 kPa	Expansão livre (%) para tensão de sobrecarga 10 kPa	Tensão de expansão (kPa)
0-1	< 1	< 30
1-5	1 - 4	< 30 – 120
5 - 25	4 - 10	120 – 300
> 25	> 10	> 300

Na Tabela 6, fez-se alusão à tensão de expansão, isto é, à tensão que o solo exerce durante o processo de expansão. Trata-se de uma propriedade de difícil determinação e que depende da trajetória de tensões empregada nos ensaios para sua determinação, conforme se ilustra na Figura 12.

tensão que corresponde, no corpo de prova inundado, ao mesmo índice de vazios inicial do corpo de prova na umidade natural.

3.2 Comportamento de variação de volume devido à mudança de umidade

A expansibilidade e colapsibilidade dos solos dependem de uma série de fatores associados a trajetórias de tensão, estrutura, variação de umidade, vazão de inundação e o tipo de fluido permeante. A Figura 13 mostra as regiões de expansão, colapso e de dessecação (perda de umidade com redução de volume) de uma argila com alta plasticidade de Petrolina - PE (Ferreira e Ferreira, 2009). O conjunto formado pelas curvas de dessecação sob tensão, inundação sob tensão e umidade natural constitui uma importante informação sob a influência da trajetória de tensão e o estado de umidade no comportamento do solo. O processo de deformação de expansão ou colapso ocorre simultaneamente no solo, sendo medida, nos ensaios, a deformação resultante, que é função do estado de tensão (tensão vertical, índice de vazios e sucção) em que se encontra o solo antes da inundação, conforme Figura 13. Assim, para um determinado estado de tensão, a deformação devido à inundação, medida com o tempo, pode ser só de expansão (por exemplo: tensões inferiores a 160 kPa), expansão e colapso (240 e 400 kPa) ou só colapso (tensões superiores a 640 kPa). Nesse processo, ocorrem: expansão ou colapso inicial, primário e secundário.

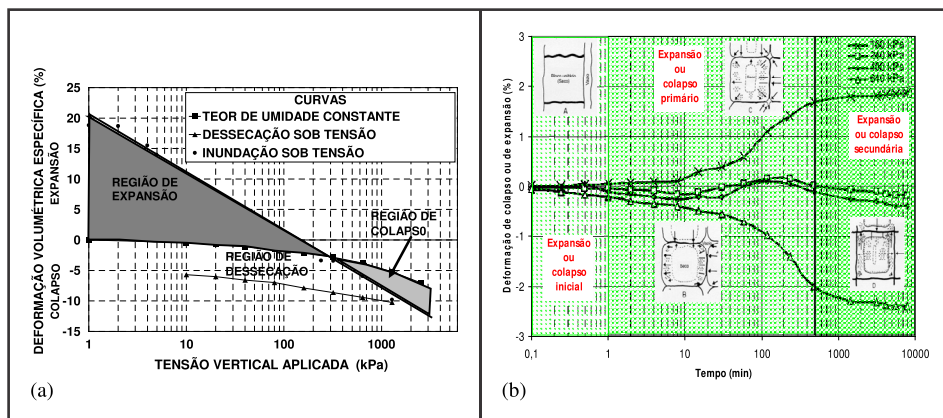


Figura 13 – (a) Regiões de expansão, colapso e contração – argila de alta plasticidade de Petrolândia - PE; (b) Colapso e expansão devido à inundação com o tempo (Ferreira e Ferreira, 2009)

Ferreira e Ferreira (2009) observaram, em campo na argila de alta plasticidade de Petrolândia - PE, no período seco, que as fissuras, na superfície do solo, tinham espessuras que variavam de poucos milímetros a 120 mm, reduzindo de dimensão com a profundidade, e a extensão chegando a atingir 2,0 m (observado no poço). Para a penetração da água, as fissuras mais largas são de maior importância do que uma grande intensidade de fissuras finas, porque, com o aumento da umidade, o solo se expande e as fissuras menores são progressivamente restringidas, enquanto que as maiores podem permanecer abert-

tas por um período mais longo de tempo. Com as chuvas, o solo absorveu água a partir da superfície e do interior das fissuras, e a massa do solo se tornou mais plástica, com as partículas de argilas em processo de expansão e o aparecimento de microrrelevo. A superfície é constituída de blocos de solos de formas irregulares, sendo detectados, em uma área de 100 m², escolhida de forma aleatória em campo, cerca de 190 blocos, tendo, cada área, uma média de 0,53 m² (Figura 14(a)). Observaram, também, que a chuva foi suficiente para causar o desaparecimento completo de algumas fissuras na superfície, como mostra a Figura 14(b).

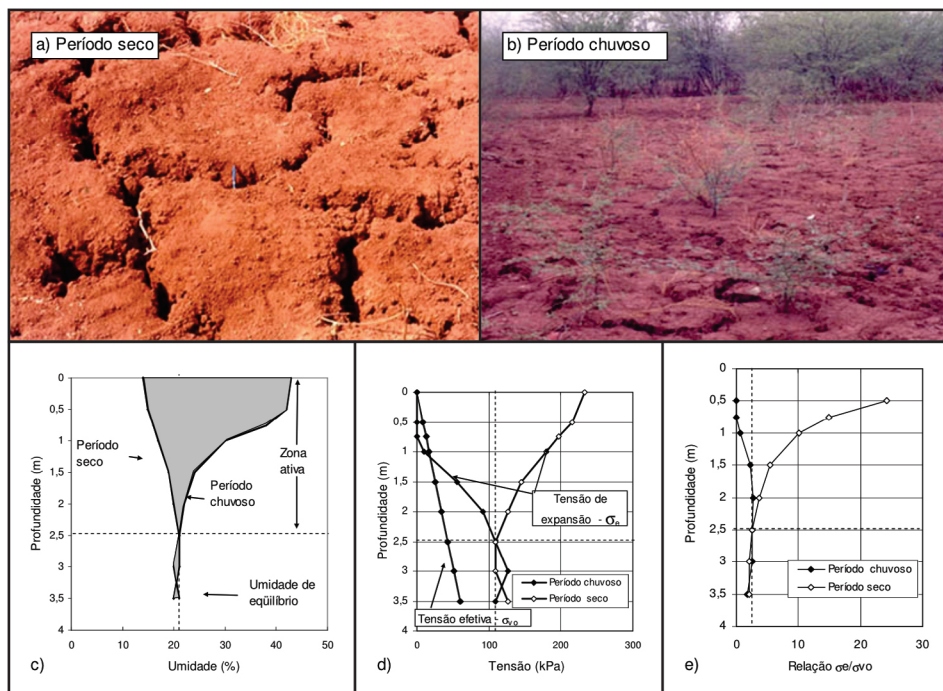


Figura 14 – a) Fissuras e micro relevos em período seco; b) Fissuras e micro relevos em período chuvoso; c) Zona ativa; d) Tensões efetivas e de expansão; e) Razão entre tensões efetivas e de expansão em argila de alta plasticidade de Petrolândia - PE, (Ferreira e Ferreira 2009)

A umidade do solo, medido da superfície a uma profundidade de 3,5m, variou, no período seco, entre 14,54% e 21,03% e, no período chuvoso, de 42% a 20,90%. A partir de 2,50m de profundidade, praticamente não houve, nos dois anos de observação, variação do teor de umidade do solo entre o período seco e o chuvoso, indicando ser essa a Zona Ativa de mudança da umidade (Figura 14 (c)) e também de variação de tensão de expansão (Figura 14 (d), (e)).

Em complemento à influência da umidade sobre o colapso e expansão, a Figura 15 mostra o reflexo de variações de umidade sobre a compressibilidade de uma argila de al-

ta plasticidade expansiva, que foi inundado sob uma tensão de 10 kPa. Observa-se que os corpos de prova menos úmidos expandiram mais nessa tensão. A recompressão mostra índices de compressão da mesma ordem de grandeza e tensões de expansão que variam inversamente com a umidade inicial.

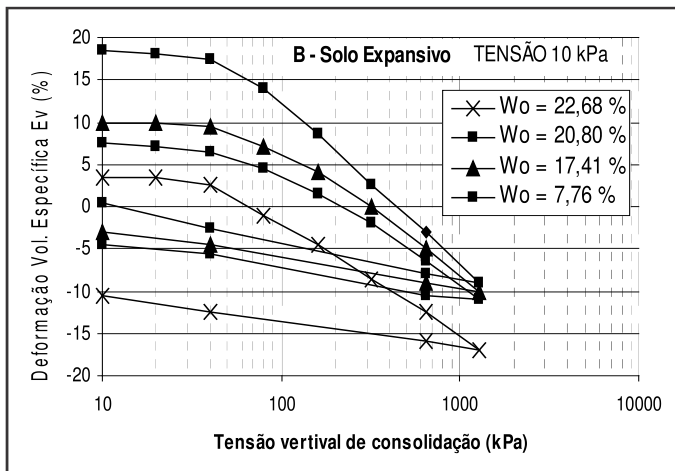


Figura 15 – Influência da variação da umidade na compressibilidade de um solo expansivo (Ferreira, 1995)

3.3 Melhoramento de solos expansivos

As camadas superiores do solo ou a “zona ativa” são zonas problemáticas nos solos expansivos. A extensão ou a profundidade dessa zona depende das condições geoclimáticas da região (Chen, 1975; Ferreira, 1995; Jones & Jefferson, 2012). Método de melhoramento para solo expansivo também referido como estabilização do solo pode ser definido como um processo físico, físico-químico ou mecânico, destinado a neutralizar a expansão, manter a estabilidade, reduzir a compressibilidade, melhorar as propriedades de engenharia, limitar a capacidade de absorção de água e reduzir a capacidade de contrair do solo tratado (Harris, 2005).

Nelson e Miller (1992) descrevem alguns tratamentos para solos expansivos como aditivos químicos, pré-umedecimento, substituição do solo com controle de compactação (umidade ótima e peso específico seco máximo), sobrecarga e tratamento térmico. Os aditivos usados podem incluir uma variedade de materiais de outros solos a ligantes; reagentes químicos (gesso, cimento e cal); geossintéticos e biopolímeros; materiais reciclados, como escória, resíduos de construção e demolições (RCD), pneus inservíveis, fibras, vidro, cinzas volantes, betume, sais, etc. A molhagem prévia aumenta o teor de água dos solos expansivos de fundação para que a maior parte da expansão ocorra antes da construção. A redução de volume (contração) é evitada, mantendo a condição de alto teor de água (Chen, 2012, Shillito & Fenstermaker, 2014), entretanto, a resistência ao cisalhamento do solo diminui. O potencial de expansão e a expansão “livre” são reduzidos, mo-

dificando sua estrutura pela prática de compactação do solo (Yilmaz, 2006), contudo, a compactação isoladamente não reduz a quantidade dos argilos minerais expansivos presentes no solo, mas reduz a sucção e a estrutura torna-se mais estável. Em muitos casos práticos, para o melhoramento por compactação do solo é inserido um aditivo que tem por finalidade reduzir o potencial de expansão do argilo mineral ou o processo de propagação de fissuras. Pode ser aplicado na construção de rodovias, construções leves ou em cavas de fundação. A tensão de expansão baixa ou moderada exercida por solos expansivos pode ser combatida, colocando-se uma carga de sobrecarga pesada na superfície do solo (Chu *et al.*, 2014).

A estabilização química com cal, cinzas volantes, cimento e alguns outros compostos químicos é um dos tratamentos mais utilizados em solo expansivo. O objetivo da estabilização química dos solos é melhorar sua estabilidade, podendo ser alcançada pelo aumento do tamanho das partículas do solo por meio de um declínio do índice de plasticidade, diminuindo o potencial de contração e expansão e cimentação. A estabilização do solo é alcançada pela introdução de uma quantidade específica de um composto químico no solo expansivo. Outros aditivos, como compostos de potássio, polímeros, cloreto de amônio, óleos sulfonados e enzimas são classificados como estabilizadores não tradicionais (Hasan *et al.*, 2015).

A cinza volante é um produto ou subproduto residual gerado durante o processamento térmico do carvão pulverizado em usinas elétricas e geradoras de vapor a carvão, sendo utilizado na estabilização. A casca do arroz é o subproduto do beneficiamento do arroz e a Cinza da Casca de Arroz (CCA) é o resíduo obtido a partir da geração de energia e produção de vapor, encontrada principalmente nos fornos de tratamento hidrotérmico do processo de parboilização do arroz. A CCA é um resíduo agrícola com característica pozolânica, pois contém sílica e possui grande superfície específica (Adhikary & Jana, 2016). Representa aproximadamente, 20% da produção de arroz (Habeeb & Mahmud, 2010). Como o Brasil é responsável por produzir 10,6 milhões de toneladas de arroz anualmente (FAO, 2018), a produção desse resíduo torna-se significativa e um problema ambiental a ser resolvido. É classificada como uma pozolana de classe E (ABNT NBR 12.653, 2014), na qual estão enquadrados os materiais não tradicionais com atividade pozolânica, como: escórias siderúrgicas ácidas, cinzas de resíduos vegetais e rejeito de carvão mineral. Essa propriedade se deve, principalmente, à quantidade de sílica presente no material, que reage com o hidróxido de cálcio disponível no solo e gera compostos cimentícios com ligações químicas de força que varia de acordo com o tempo de cura.

Cimento e cal são dois dos aditivos mais utilizados para estabilização expansiva do solo. O procedimento é utilizado na engenharia de pavimentos e fundações e envolve, principalmente, a redução da plasticidade e consequente aumento da capacidade de carga. Al-Rawas *et al.* (2005) utilizaram diferentes porcentagens e combinações de cimento pozolano e cal para a estabilização expansiva do solo. Os resultados mostraram mudanças nas diferentes características do solo com aplicações dos aditivos, e o potencial de expansão é reduzido para solo estabilizado. Eles concluíram que a cal apresentou melhor adequação para reduzir o potencial de expansão.

No solo-cal, as melhorias das propriedades geotécnicas de solos estabilizadas são atribuídas a quatro reações básicas: troca catiônica, floculação e aglomeração, carbonata-

ção da cal e, finalmente, à reação pozolânica (Eades & Grim, 1966; Al-Rawas & Goosen, 2006; Al-Mukhtar, 2010; Paiva *et al.*, 2016; Ferreira *et al.*, 2017). Há consenso na literatura sobre os primeiros três tipos de reações, como reações instantâneas, e a quarta, a reação pozolânica, que é considerada a mais relevante na estabilização solo-cal, depende do tempo. A reação pozolânica surge em um ambiente marcadamente alcalino (com $\text{pH} \geq 12$) produzido pela adição de uma quantidade mínima de cal ao solo expansivo. É esse ambiente que se crê ser responsável pela dissolução lenta dos constituintes aluminossilicatos de argila (octaédrica e folhas te-traédricas). Tais componentes reagem com Ca^{2+} da cal e precipitam produtos cimentícios hidratados que unem as partículas adjacentes do solo.

Constantino *et al.* (2020) adicionaram ao solo expansivo de Paulista-PE três aditivos: CCA nas proporções de 2%, 4%, 6%, 8% e 10%, cal hidratada nas proporções de 3%, 5% e 7%, e areia (10%, 20%, 30%, 40% e 50%), todas proporções em peso. Verificaram que a adição de CCA causa pouca variação na curva granulométrica, decréscimo no IP, no peso específico aparente seco máximo e aumento na umidade ótima. A adição de cal ao solo diminui a fração argila, aumenta fração silte, diminui o IP, causa pequeno acréscimo no peso específico aparente seco máximo e pequena variação na umidade ótima. A adição da areia ao solo reduz a fração argila, diminui o IP, altera a curva de compactação, passando de pico duplo para pico único, aumenta o peso específico aparente seco máximo e reduz a umidade ótima. A adição 10% de CCA ao solo e de 3% de cal anula a expansão livre e a adição de 50% de areia reduz a expansão livre do solo em apenas 25%. Uma comparação da Redução da Tensão de Expansão - RTE (%) com a adição de cal, CAA e areia é mostrada na Figura 16. Nota-se que, para reduzir 60% da tensão de expansão no solo de Paulista-PE, é necessário 2% de cal ou 6% de CCA ou ainda 42% de areia.

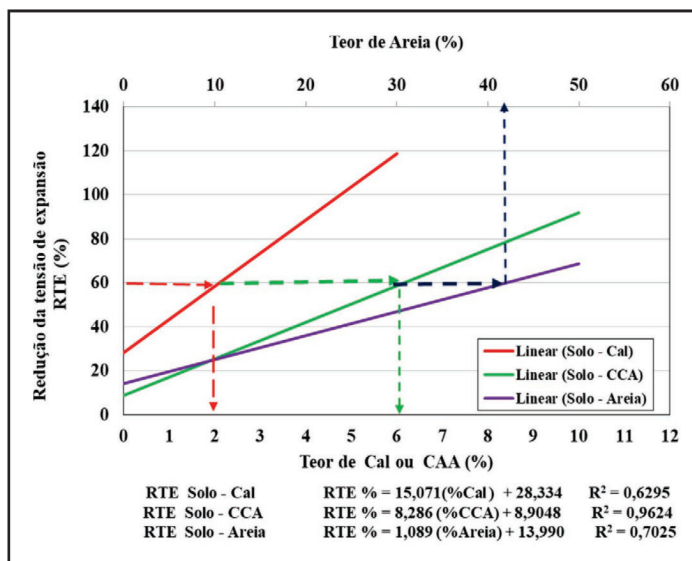


Figura 16 – Redução da tensão de expansão (%) com teor de cal e CCA e Areia (Constantino *et al.*, 2020)

Silva *et al.* (2020) adicionaram ao solo expansivo de Agrestina - PE diversos percentuais (2%, 4%, 6%, 8%, 10%, 12% e 14%), em peso, de CCA e percentuais (3%, 5%, 7%, 9%, 11% e 13%), em peso, de cal. O solo em estado natural apresentou expansão “livre” de 6,58%, com sobrecarga de 10 kPa e tensão de expansão média de 155 kPa. A compactação e a adição de 14% de CCA reduziu a expansão livre a 1,5%, e a tensão de expansão a valores inferiores a 10 kPa. A expansão do solo diminuiu com o aumento da adição das porcentagens de cal-hidratada e a tensão de expansão diminuiu com o acréscimo dos teores de cal das misturas, alcançando valores próximos a 1 kPa a partir da porcentagem de 9% de cal-hidratada.

Seco *et al.* (2011) compararam a eficácia de diferentes aditivos. Solos expansivos misturados com diferentes porcentagens de aditivos (cimento; cal-hidratada, casca de arroz e cinzas volantes de cereais; enchimento de aluminato e gesso). Tensão de expansão e expansão “livres” foram avaliadas nas misturas de solo + aditivo com tempo de cura de 7, 14 e 28 dias. Uma combinação de mistura de aditivos de cimento e cal e 4% de adição de cimento ou cal com 5% de cinzas volantes de casca de arroz foram consideradas como apresentando melhorias mais notáveis. O potencial de expansão foi reduzido para 0,7% quando 5% de cinzas volantes de casca de arroz foram introduzidas, enquanto aumentava a força de compactação para duas a quatro vezes em comparação com a do solo expansivo não tratado.

O gesso também pode ser usado. Uma importante pesquisa investigando a estabilização de solos argilosos expansivos foi realizada por Yilmaz e Civelekoglu (2009). Eles deduziram que as argilas expansivas podem ser efetivamente estabilizadas com gesso, que tem um custo menor do que a cal. Por outro lado, os pesquisadores também reconheceram que o uso de gesso pode resultar na contaminação das águas subterrâneas.

Viswanadham *et al.* (2009) analisaram o comportamento expansão de um reforço de solo expansivo estabilizado por diferentes porcentagens de fibras, com proporções variadas. Os resultados mostraram o decréscimo máximo na tensão de expansão com menor razão de aspecto em ambas as porcentagens de fibra. Estudos indicaram que fibras recicladas de fontes aleatórias, como sucata de pneus de borracha, podem ser usados para estabilização do solo (Belabdelouahab & Trouzine, 2014). O teor de pneus de 2% foi considerado ótimo para incremento da resistência, por Akbulut *et al.* (2007). Eles também verificaram que 0,2% de polipropileno e polietileno são ótimos para o aumento da resistência. A adição de fibra nessas porcentagens também aumentou os módulos de cisalhamento.

4. INFLUÊNCIA DO TIPO DE PERMEANTE SOBRE O COLAPSO E A EXPANSÃO DE ALGUNS SOLOS

As deformações devido à inundação em solos com estruturas metaestáveis são influenciadas pelo tipo de permeante e, conseqüentemente, pela interação química entre o líquido e o solo. Muitos solos colapsíveis apresentam, em suas estruturas, grãos de areias revestidos por partículas de argilas (em estado floculado e/ou disperso), óxidos de ferro e de alumínio, carbonatos, etc, que constituem elementos cimentantes entre partículas não argilosas dos solos macroporosos. Por outro lado, propriedades físico-químicas intrínsecas do líquido (tensão superficial, constante dielétrica, momento dipolar, viscosidade,

etc.) influenciam a velocidade de penetração do permeante no solo e, consequentemente nos valores dos potenciais de colapso.

Carvalho *et al.* (1987) verificaram que, para a argila porosa de Brasília-DF, o aumento do pH do permeante tende a intensificar o colapso. Cruz *et al.* (1994) analisaram a influência do líquido permeante (óleo isolante a soluções ácidas de ácido clorídrico com pH variando de 1 a 5 e básicas de hidróxido de sódio com pH variando de 8 a 13) na colapsibilidade de solos poros coluvionares que recobrem as regiões central e oeste do estado de São Paulo. Constataram que o solo expande sob tensão nula quando inundado com líquido com pH até 11 e, para pH = 13, o solo apresenta colapso da ordem de 2,5%; sob tensão de 160 kPa, os colapsos que variaram em torno de 9,0% alteraram para 14 quando o líquido possui pH de 13.

Mariz (1993) estudou a influência de alguns líquidos orgânicos com propriedades físicas diferentes na colapsibilidade de um latossolo vermelho-escuro de Brasília - DF. O autor fez uma revisão bibliográfica das propriedades de alguns líquidos e como eles interagem com o solo e concluiu que o mecanismo de colapso desencadeador do colapso é consequência da interação química mais ou menos intensa entre as superfícies dos minerais e o líquido molhante, bem como das elevadas forças capilares devido à condição hídrica em que o solo se encontra. Ferreira (1995) analisa a influência de diferentes percolantes em solos colapsíveis e expansivos, conforme a Figura 17.

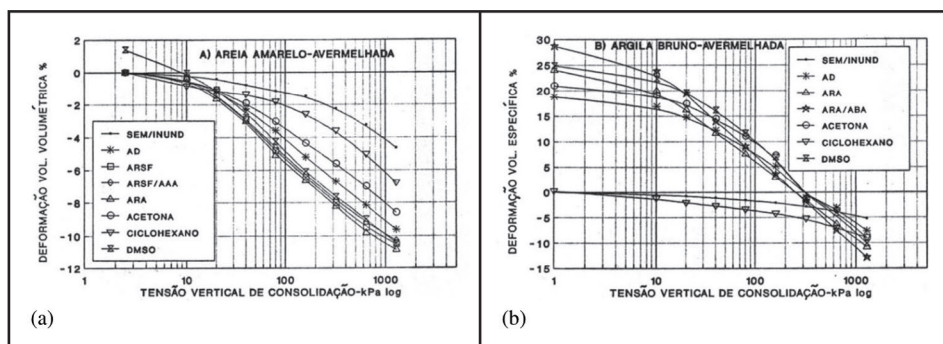


Figura 17 – Influência do permeante na deformações: a) Areia amarela avermelhada – solo colapsível; b) Argila bruno-avermelhada – solo expansivo (Ferreira, 1995)

Collares (2002) estudou a influência de diferentes substâncias químicas sobre o colapso de dois solos, uma areia argilosa, pedologicamente classificada como latossolo vermelho-amarelo e com massa específica seca de $13,10 \text{ kN/m}^3$ e de uma argila siltosa (latossolo roxo) com massa específica seca de $12,40 \text{ kN/m}^3$. Dentre as variáveis estudadas, verificou-se que não existe uma relação entre potencial de colapso e pH quando se consideram diferentes substâncias. Apenas as soluções de hidróxido de sódio mostraram colapsos crescentes com o pH, fato não observado para as soluções de hexametáfosfato de sódio. Notou-se, ainda, para essas duas soluções, a interferência da concentração sobre o potencial de colapso. Em geral, os maiores potenciais de colapso ocorreram para essas duas soluções dispersantes, sem, no entanto, ter-se constatado qualquer manifestação de dispersão do solo no ensaio de pin-hole.

De todas as propriedades avaliadas, constatou-se haver uma relação direta entre o potencial de colapso e a constante dielétrica da solução.

5. CONSIDERAÇÕES FINAIS

O colapso e a expansão dos solos devido ao umedecimento e à eventual saturação estão associados à tensão atuante (tensão média ou tensão vertical), à redução de sucção a efeitos de microestrutura (redução dos poros, quebra de pontes de argila, rearranjo das partículas, revestimento total ou parcial dos grãos de areia por argilas flocculadas ou dispersas); à presença de argilos minerais do tipo 2:1, bem como a fatores físico-químicos envolvendo remoção dos agentes cimentantes, óxido de ferro e carbonatos, eluviação dos finos, interação entre o permeante e solo, etc. Eses fatores podem atuar isolada ou concomitantemente. Aproveita-se um extrato adaptado do trabalho de Alonso *et al.* (1987) como síntese de vários dos aspectos abordados no capítulo:

1) Incrementos na sucção do solo aumentam a sua rigidez e a tensão de pré-adensamento.

2) A tensão total média (ou vertical) controla o total de expansão apresentado por argilas plásticas contendo argilominerais expansivos. A tensão aplicada reduz a expansão apresentada ou, de outro modo, as maiores expansões ocorrem no campo das baixas tensões.

3) Solos com estruturas abertas experimentam colapso sob umedecimento, para uma grande faixa de valores de tensões atuantes. Particularmente, esse fenômeno é frequente em areias argilosas e siltosas de baixa densidade, argilas siltosas de baixa plasticidade e alguns solos residuais.

4) A maioria das argilas siltosas de baixa plasticidade ou mesmo de argilas ativas podem expandir ou apresentar colapso, dependendo de a carga aplicada ser suficientemente baixa ou alta.

5) As superfícies de estado são uma boa maneira de se representar o comportamento volumétrico dos solos não saturados. Diferentes caminhos de tensão no espaço p ($p - u_a$) e s ($u_a - u_w$) conduzem a diferentes mudanças de volume. Matyas & Radhakrishna (1968) relatam que a superfície de estado tende a ser única, desde que os caminhos de tensões seguidos provoquem sempre aumento ou diminuição no grau de saturação do solo. Barden *et al.* (1969) chegam às mesmas conclusões.

6) Quando a tensão confinante é aumentada, o colapso experimentado por um solo não saturado alcança um valor máximo, diminuindo a partir daí. O valor da tensão na qual o máximo colapso ocorre varia largamente para diferentes tipos de solo.

7) Os diferentes critérios utilizados na obtenção da pressão de expansão de um solo conduzem a diferentes resultados. São, principalmente, três os procedimentos utilizados na determinação da pressão de expansão dos solos:

a) Umedecendo-se a amostra a uma dada tensão e , posteriormente, carregando-a de modo que esta retorne ao seu volume original. A pressão de expansão obtida por esse procedimento depende da tensão na qual o umedecimento se deu.

b) Se, agora, uma tensão confinante é aplicada à amostra de modo que um umedecimento posterior a conduza a seu volume original, então, outro valor de tensão de expansão é determinado.

c) A amostra é umedecida a uma baixa tensão confinante de modo que a expansão do solo é sempre evitada por um aumento da tensão aplicada; há evidências de que esse procedimento conduz a valores intermediários de pressão de expansão daqueles encontrados pelos procedimentos (a) e (b).

d) Do mesmo modo que a tensão atuante, a variação da sucção induz deformações volumétricas irreversíveis no solo. Esse padrão de comportamento é válido tanto para solos colapsíveis quanto para solos expansivos.

REFERÊNCIAS

ABELEV, Y.M. (1948). The essentials of designing and building on microporous soils. Stroitel'naya Promyshlennost, Moscow.

ADHIKARY, S. & JANA, K. (2016). Potentials of rice husk ash as soil stabilizer. International Journal of Latest Research in Engineering and Technology, vol. 2, n. 21, pp. 40-48.

AFLITOS, A. O *et al.* (1990). Projeto formoso A: implantação de obras localizadas com fundações em solos colapsíveis. In: IX Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, ABMS, Salvador. Anais... v II, p. 101-108.

AITCHISON, G.D., PETER, P. & MARTIN, R. (1973). Long term observation of deformation in structure founded in expansive clays in South Australia. 3rd International Conference on Expansive Soils, Haifa, v. II, pp. 109-113.

AKBULUT, S.; SERACETTIN A. & EKREM K. (2007). Modification of clayey soils using scrap tire rubber and synthetic fibers. Applied Clay Science no. 38(1-2): 23-32.

ALONSO, E.E.; GENS, A & JOSA, A. (1990). A constitutive model for partially saturated soil. Geotechnique, 40(3): 405-430.

ALONSO, E.E.; GENS, A. & WIGHT, D.W. (1987). Special problem soils. General Report (session 5). X ICSMFE, v. 3, Dublin, pp. 1087-1146.

AL-RAWAS, A. (2000). State of the art: review of collapsible soils. Science and Technology, Special Review, Sultan Qaboos University, p. 115-135.

AL-RAWAS, A.A. & GOOSEN, M.F.A. (2006). Expansive soils: recent advances in characterization and treatment, London, Taylor & Francis group/Balkema.

AL-MUKHTAR, M., LASLEDJ, A. & ALCOVER, J.F. (2010). Behaviour and mineralogy changes in lime-treated expansive soil at 20°C, Applied Clay Science, v. 50, pp. 191-198.

AL-RAWAS, AMER ALI, A.W. HAGO & HILAL AL-SARMI, (2005). Effect of lime, cement and Sarooj (artificial pozzolan) on the swelling potential of an expansive soil from Oman. *Building and Environment* no. 40(5): 681-687.

AYALA, J.F., GIJON, M.F., MOZO, C.O. & RODRIGUEZ, J.L.S. (1986). Mapa predictor de riesgos por expansividad de argillas en España a Escala 1:1.000.000. Série: Geología Ambiental. Instituto Geológico y Minero de España. Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas. España, Madrid.

ARAGÃO, C.J.G. & MELO, A.C. (1982). Fundações Rasas em Solos Colapsíveis no Semi-árido em Pernambuco”. VII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações. Olinda-PE, vol.III, pp. 19-40.

ARAÚJO, G.L.S. (2009). Estudo em laboratório e em campo de colunas granulares encamisadas com geossintéticos. Tese (Doutorado em Geotecnia). Universidade de Brasília, Brasília. 166 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT. NBR 12653, (2014): Materiais pozolânicos requisitos. Rio de Janeiro, 6 p.

BARDEN, R.J.; MADEDOR, A.O & SIDES, G.R. (1969). Volume Change Characteristics of unsaturated soil. *Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE*, 95(1):33-51.

BELABDELOUAHAB, F. & TROUZINE D H. (2014). Research and enhancement of used tyres, such as material innovative in Algeria. *Physics Procedia* no. 55:68-74.

CHEN, F.H. (1965). The use of piers to prevent the uplifting of the lightly loaded structures founded on expansive clays. 1st 3rd International Conference on Expansive Soils, Texas, pp. 152-171.

CHEN, F.H. (1975). *Foundation on expansive soil*. Elsevier, Amsterdam, 275 p.

CHEN, F.H. (2012). *Foundations on expansive soils*. Vol. 12: Elsevier Science.

CHU, J., BUDDHIMA I., SHUWANG Y. & CHOLACHAT R. (2014). Overview of pre-loading methods for soil improvement. *Proceedings of the ICE-Ground Improvement* no. 167(3): 173-185.

COLLARES, A.C.Z.B. (2002). Influência de fatores estruturais e químicos no colapso e dispersão de dois solos. Tese de Doutorado. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 224 p.

CONCIANI, W. (2006). Fundações para construção de habitação de interesse social no Estado do Mato Grosso. Cuiabá: CEFET MT.

CONSTANTINO, C.S.; SANTOS, B.N.A.; PAIVA, S.C.; CAVALCANTI, L.C; & FERREIRA, S. R. M. (2020). Influência da adição de cinza de casca de arroz, areia e cal em solo expansivo no município de Paulista no estado de Pernambuco/Brasil. In: Laboratório Regional de Engenharia Civil (LREC) - Açores; Sociedade Portuguesa de Geotecnia (SPG). (Org.). Atas do 16.º Congresso Nacional de Geotecnia 6as Jornadas Luso-Espanholas de Geotecnia,. 1. ed. Lisboa: SPG, 2020, v. 1, p. 1330-1339.

CRUZ, P.T.; FERREIRA, R.C. & PERES, J.E.E. (1994). Análise de alguns fatores que afetam a colapsividade dos solos porosos. X CONBRASEF, Foz de Iguaçu, v. IV, pp. 1127-1134.

CUELLAR, V. (1978). Análisis Crítico de Los Métodos Existentes para el Empleo de Arcillas Expansivas en Obras de Carreteras y Recomendaciones sobre las Técnicas más Idóneas para su Uso Habitual en España. Laboratorio del Transporte y Mecánica del Suelo, Madrid, pp. 321.

DAKSANAMURTY, V. & RAMAN V. (1973). A simple method of identifying an expansive soil. Soils and Foundation, Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering, 13(1): pp. 97-104.

DE MELLO, V.F.B. (1973). Class Notes of Soils Mechanics, EP-USP, University of São Paulo.

DENISON. N.Y. (1951). The Engineering Properties of Loess and Loess Loams, Gostroyizdat, Moscow, 136 p.

EADES, J.L. & GRIM, R.E., (1966). A quick test to determine lime requirements for lime stabilization. In: Highway Research Record, Washington, D.C., n. 139, pp. 61-72.

ESCARIO, V. (1967). Measurement of the swelling characteristics of a soil fed with water under tension. International Cooperative Research on the Prediction of Moisture Content under Roads Pavements, O.C.D.E., Madrid-Meeting.

ESCARIO, V. (1969). Determination of Geotechnical Characteristics of Expansive Soils. 2nd International Research and Engineering Conference on Expansive Clay Soils, Texas, pp. 114-120.

ESCARIO, V. & SAEZ, J. (1973a). Measurement of the properties of swelling and collapsing soil under controlled suction. 3rd International Conference on Expansive Soils, Haifa, pp. 195-200.

ESCARIO, V. & SAEZ, J. (1973b). Gradual collapse of soils originated by a suction decrease. VIII International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Moscow, 1973, v. 4.2, p. 123-124.

FEDA, J. (1966). Structural stability of subsident loess Soil from Prahadejvice. Engineering Geology, 3(3): 201-219.

FERREIRA, S.R.M. & TEIXEIRA, D.C.L. (1989). Collapsible Soil - A Pratical Case in Construction Pernambuco - Brazil. In: 12th Internacional Conference on Soil Mechanics and Foudation Engineering, Rio de Janeiro. v. 1. p. 603-609.

FERREIRA, S.R.M. & FERREIRA, M.G.V.X. (2009). Mudanças de volume devido à variação do teor de umidade em um Vertissolo no Semi-Árido de Pernambuco. Revista Brasileira de Ciência do Solo (Impresso), 33: 779-791.

FERREIRA, S.R.M. (1990c). Aplicações da Pedologia aos estudos dos Solos Colapsíveis e Expansivos. I Seminário de Qualificação Acadêmica ao Doutorado, COPPE/UFRJ. 130 p.

FERREIRA, S.R.M. (1993a). Aplicações da classificação e levantamentos pedológicos aos estudos dos solos colapsíveis e expansivos. Revista Ciência e Tecnologia na Universidade Federal de Uberlândia, 1: 119-136.

FERREIRA, S.R.M. & LACERDA, W.A. (1993). Variação de volume em solo colapsível medidas através de ensaios de campo e de laboratório. Revista Solos e Rochas, 16(4): 245-253.

FERREIRA, S.R.M. (1995). Colapso e expansão de solos naturais não saturados devidos à inundação. Tese (Doutorado em Engenharia Civil). Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro. 379p.

FERREIRA, S.R.M.; FUCALE, S.P.; LACERDA, W.A. & SANDRONI, S.S. (2002). Volume change measurements due wetting in collapsible soils by laboratory and field tests. Third International Conference on Unsaturated Soils - UNSAT, Recife, v. II, pp. 577-582.

FERREIRA, S.R.M.; FUCALE, S.P.; SILVA, M.J.R. & AMORIM, S.F. (2002). Análise de variação de volume devido à inundação de alguns solos colapsíveis no município de Petrolina-PE. X Congresso Brasileiro de Geologia de Engenharia e Ambiental, Ouro Preto, v. I, pp. 1-14.

FERREIRA, S.R.M. (2005). Solos Colapsíveis no Nordeste. In: Alexandre Duarte Gusmão; Jaime de Azevedo Gusmão Filho; Joaquim Teodoro Romão de Oliveira; Gilmar de Brito Maia. (Org.). Geotecnia no Nordeste. 2ed. Recife: Fasa Editora, p. 365-395.

FERREIRA, S.R.M.; PAIVA, S.C.; MORAIS, J.J.O. & VIANA, R.B. (2017). Avaliação da expansão de um solo do município de Paulista-PE melhorado com cal. *Revista Matéria, Suplemento*.

FINK, D.H.; NAKAYAMA, F.S. & MCNEAL, B.L. (1971). Demixing of exchangeable cations in free-swelling bentonite clay. *Soil Science Society American. Proceedings*, 35 (552 -555)

FOOD AND AGRICULTURE ORGANIZATION OF THE UNITED NATIONS, FAO (2018). Statistical databases. Disponível em: <www.fao.org>. Acesso em: 3 mai.

FUCALE, S.P. (2000). Comportamento de variação de volume devido à inundação em alguns solos colapsáveis do Estado de Pernambuco. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Pernambuco, 138 p.

GIBBS, H.J. & BARA, J.P. (1962). Predicting surface subsidence from basic soil tests. *Special Technical Publication*, N° 322, ASTM, Philadelphia.

GIBBS, H.J. (1961). Properties Which Divide Loose and Dense Uncemented Soils, Bureau of Reclamation Report No, EM-608, Denver CO (apud USBR, 1998).

GIBBS, H.J. & BARA, J.P. (1967). Stability Problems of Collapsing Soil. *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE*, 93(4): 577-594.

HABEEB, G.A. & MAHMUD, H.B. (2010). Study on properties of rice husk ash and its use as cement replacement material. *Materials Research*, 13, 185-190.

HARRIS, C.M. (2005). *Dictionary of Architecture and Construction*. Edited by Cyril M. Harris. United States: McGraw-Hill.

HASAN, U.; CHEGENIZADEH, A.; BUDIHardJO, M. A. & NIKRAZ, H. (2015). Review of the Stabilisation Techniques on Expansive Soils. *Aust. J. Basic & Appl. Sci.*, 9(7): 541-548.

HILF, J.W. (1956). An investigation of pore-water pressure in compacted cohesive soils. Doctoral Thesis. Faculty of Graduate School of the University of Colorado.

JENNINGS, J.E. & KNIGHT, K. (1975). A guide to construction on or with materials exhibiting additional settlement due to a collapse of grain structure. IV Regional Conference for Africa on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Durban, pp. 99-105.

JENNINGS, J.E. & KNIGHT, K. (1957). The additional settlement of foundations due to a collapse of structure of sandy subsoils on wetting. IV Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, London, pp. 316- 319.

JIMENEZ SALAS, J.A. (1980). Cimentaciones en terrenos expansivos o colapsables. In: *Geotecnia y Cimientos III*, v.1, Rueda, Madrid, pp. 533-650.

JONES, L.D. & JEFFERSON, I. (2012). Expansive soils. In *ICE Manual of Geotechnical Engineering*., edited by J. Burland, 413-441. London, UK: ICE Publishing.

JOHNSON, L.D. (1978). Predicting potencial heave and heave with time in swelling foundation soils. Technical Report S-78-7, U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station, CE, Vicksburg, Miss.

JUSTO ALPAÑES, J.L.; DELGADO, A. & RUIZ, J. (1984). The influence of stress-path in the collapse – swelling of soils at the laboratory. 5th International Conference on Expansive Soils, Adelaide, pp. 67-71.

KASSIF, G. & HENKIN, E.N. (1967). Engineering and physic - chemical properties affecting pipping failure of loess dams in the Negev. III Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Foundation, Haifa, v. I, pp. 13-16.

LAMBE, T.W. (1960). The character and identification of expansive soils. Federal Housing Administration on Report FHA - 701, Washington, DC.

LAWTON, E.C.; FRAGASZY & R. J. HARDCASTLE, H. (1991). Stress Ratio Effects on Collapse of Compacted Clayey Sand. *Journal of Geotechnical Engineering*, 117(5): pp. 714-730.

LUTENEGGER, A.J. & SABER, R.T. (1988). Determination of collapse potential of soils. *Geotechnical Testing Journal*, ASTM, 11(3): 173-178.

MACHADO, S.L. & VILAR, O.M. (1997). The Influence of Suction on Lateral Stress and on Collapse of a Non-Saturated Soil. Symposium on Recent Developments. In *Soil and Pavement Mechanics*, Rio de Janeiro, v. I. pp. 309-314.

MAHMOUD, H.H.; HOUSTON, W.N. & HOUSTON, S.L. (1995). Apparatus and Procedure for an In Situ Collapse Test. *Geotechnical Testing Journal*, GTJODJ, 18(4): 431-440.

MARIZ, D.F. (1993). Um estudo físico-químico sobre o colapso de solos residuais sesquioxídicos micro-agregados do Planalto Central. Tese de Mestrado. COPPE/UFRJ, 168 p.

MATYAS, E.L. & RADHAKRISHNA, H.S. (1968) Volume change characteristics of partially saturated soils. *Geotechnique*, 18(4):432-448.

MCKEEN, R.G. (1980). Field studies of airport pavements on expansive clay. 4th International Conference on Expansive Soils, pp. 242-261.

MITCHELL, J.K. (1981). Soil improvement: state-of-art report. In: 10th International Conference on Soil Mechanics And Foundation Engineering, Proceedings... Stockholm, p. 509-565.

MORETTI, G. V. (2012). Comportamento à compressão de solo estabilizado com cimento utilizado em colunas de deep soil mixing.. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – Faculdade de Engenharia Agrícola, Universidade Estadual de Campinas,. 153 p.

NELSON, J.D. & MILLER, D.J. (1992). Expansive soils: problems and practice in foundation and pavement engineering: J. Wiley.

PAIVA, S.C.; LIMA, M.A.A.; FERREIRA, M.G.V.X.; FERREIRA, S.R.M. (2016) Propriedades geotécnicas de um solo expansivo tratado com cal Revista Matéria, v.21, n.2, pp. 437-449.

PATRICK, D.M. & SNETHEN, D.R. (1976). An occurrence and distribution survey of expansive materials in the United States by Physiographic Areas. Federal Highway Administration, Report N° FHWA-RD-76-82, 73p.

PINTO, C.S. (1978). Fundações de barragens de em solos compressíveis e/ou de baixa resistência. Anais XII Sem. Nac. de Grandes Barragens, v. 3, Tema II, p. 173.

POPESCU, M.E. (1986). A comparison between the behavior of swelling and of collapsing soils. Engineering Geology, 23(2): 145-163.

PRIKLONSKII, V.A. (1952). Gruntovenedie – Utoraira Chast. Gosgeolizdat, Moscow. 371 p.

RAO, R.R.; RAHARDJO, H. & FREDJUND, D.G. (1988). Close from heave solutions for expansive soils. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 114(5): 573-588.

REGINATTO, A. (1970). Suelos colapsibles: prediccion de la susceptibilidad al colapso. II Reunion Argentina de Mecanica de Suelos e Ingenieria de Fundaciones, Cordoba, v. I, pp. 1-7.

REGINATTO, A.R., & FERRERO, J.C. (1973). Collapse potential of soils and soil-water chemistry. VIII International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Moscow, v. 2.2, pp. 177-183.

REZNIK Y.M. (1989). Discussion on Determination of Collapse Potential of Soils. LUTENEGGER, A.J. & SABER, R.T., Geotechnical Testing Journal, GTJODJ, 12, (3) 248-249.

RODRIGEZ ORTIZ, J.M. (1975). Las arcillas expansivas: su estudio y tratamiento. Boletim. De Información del Laboratorio Transporte y Mecánica del Suelo. (108): pp. 3-30.

SCHREINER, H.D. (1987). State of the art review on expansive soils. Imperial College, London.

SECO, A., F. RAMÍREZ, L. MIQUELEIZ, B. GARCÍA & E. PRIETO, (2011). The use of non-conventional additives in Marls stabilization. Applied Clay Science no. 51(4): 419-423

SEED, H.B.; WOODWARD, R.J. & LUNDGREN, R. (1962). Prediction of Swelling Potential for Compacted Clays. Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, 88(SM3): pp. 53-87.

SHILLITO, R. & FENSTERMAKER L.(2014). Soil stabilization methods with potential for application at the Nevada national security site: A literature review. No. DOE 45255 DOE/NV/0000939-17. Desert Research Institute, Nevada University, Reno, NV (United States).

SILVA, J. A; BELLO, M. I.M.C. V & FERREIRA, S.R.M. 2020. Comportamento geotécnico de um solo expansivo estabilizado com cinza de casca de arroz e cal hidratada. Journal of Environmental Analysis and Progress, v. 5, p. 232-256,

SIMÕES, P.R.M. & COSTA FILHO, L.M. (1981). Características mineralógicas de solos expansivos do Recôncavo Baiano. Simpósio Brasileiro de Solos Tropicais, Rio de Janeiro, pp. 569-588.

SOBRAL, H.S. (1956). Contribuição ao estudo do Massapê como solo para construção. Tese de Concurso para Cadeira de Materiais de Construção. Escola de Belas Artes. Universidade Federal da Bahia.

SOUZA NETO, J.B. (2004). Comportamento de um solo colapsível avaliado a partir de ensaios de laboratório e campo, e previsão de recalques devidos à inundação (colapso). Tese de Doutorado, COPPE/UFRJ, 432p.

VARGAS, M. (1973). Structurally unstable soils in Southern Brazil. Proc. VIII International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Moscow, v. 2.2, pp. 239-246.

VARGAS, M. (1978). Introdução a Mecânica dos Solos. McGraw-Hill, São Paulo, 509 p.

VARGAS, M.; GONÇALVES, H.H.; SANTOS, N.B. & MARINHO, F.A.M. (1989), Expansive soils in Brazil. Supplementary Contributions by the Brazilian Society for Soil Mechanics. 12th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Rio de Janeiro, pp.77-81.

VIJAYVERGIYA, V.N. & GHAZZALY, O.I. (1973). Prediction of Swelling Potencial for Natural Clays. 3rd International Conference on Expansive Soils, Hayfa, v. I, pp. 227-236.

VILAR, O. M.; RODRIGUES, J. E. & NOGUEIRA, J. E. (1981). Solos Colapsáveis: um Problema para a Engenharia de Solos Tropicais. In: I Simpósio Brasileiro de Solos Tropicais Em Engenharia, 1981, Rio de Janeiro. ANAIS, v. 1. p. 199-208.

VILAR, O.M. (1995). Suction controlled oedometer tests on a compacted clay. First International Conference on Unsaturated Soil, I UNSAT'95, Paris, v. I, pp. 201-206.

VILAR, O.M. & DAVIES, G.I. (2002). Collapse behavior analysis of a clayey sand using different testing procedures. In: Third International Conference on Unsaturated Soils, Recife. Third International Conference on Unsaturated Soils, Amsterdam, Balkema, v. II, pp. 571-576.

VILAR, O.M. & RODRIGUES, R.A. (2007). Métodos expeditos para a previsão da resistência de solos não saturados e identificação de solos colapsáveis. VI Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados, Salvador, v. II, pp. 575-592.

VISWANADHAM, B.V.S., PHANIKUMAR, B.R. & MUKHERJEE, R.V. (2009). Swelling behaviour of a geofiber-reinforced expansive soil. Geotextiles and

YILMAZ, I. (2006). Indirect estimation of the swelling percent and a new classification of soils depending on liquid limit and cation exchange capacity. Engineering Geology no. 85(3-4): 295-301.

YILMAZ, I. & CIVELEKOGLU, B. (2009). Gypsum: An additive for stabilization of swelling clay soils. Applied Clay Science no. 44(1-2): 166-172.

