

Capítulo 19

RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DE SOLOS NÃO SATURADOS

Tácio Mauro Pereira de Campos
Mariana Ferreira Benessiuti Motta

1. INTRODUÇÃO

Este capítulo é iniciado com uma apresentação resumida de diferentes teorias utilizadas na avaliação da resistência ao cisalhamento de solos não saturados. Mostra-se que propostas envolvendo o emprego de conceitos de tensões efetivas ou de variáveis de tensão no desenvolvimento de equações de resistência resultam, ao final, em resultados similares. Aspectos peculiares relativos à envoltória de resistência de solos não saturados são apresentados, e é discutida a validade de tal envoltória em presença de variações dos diferentes parâmetros envolvidos no caso, em particular, de solos tropicais. Finaliza-se o capítulo com a apresentação dos principais tipos de ensaios de laboratório utilizados para a determinação dos parâmetros de resistência, de formulações simplificadas e de técnicas alternativas de avaliação da resistência ao cisalhamento de solos não saturados.

2. ASPECTOS BÁSICOS

Em solos saturados, a resistência ao cisalhamento é, independentemente do critério de ruptura adotado (*e.g.* Mohr-Coulomb), expressa como função da tensão efetiva, σ' , definida por Terzaghi (1936) como:

$$\sigma' = \sigma - u_w \quad (\text{Eq. 1})$$

onde:

σ = tensão normal total;

u_w = pressão na água dos vazios do solo.

As primeiras teorias relativas ao estudo da resistência ao cisalhamento de solos não saturados também envolveram o uso de tensões efetivas.

No final dos anos 50 e início da década de 60, diversas equações foram propostas para definir tensões efetivas em solos não saturados (*e.g.* Croney *et al.*, 1958; Aitchison,

1961; Jennings, 1961). Dentre todas as equações, a mais conhecida é a de Bishop (1959), dada por:

$$\sigma' = (\sigma - u_a) - \chi(u_a - u_w) \quad (\text{Eq. 2})$$

onde:

u_a = pressão no ar dos vazios do solo;

χ = parâmetro dependente do tipo do solo e seu grau de saturação, variando entre 0 e 1.

A proposta de Bishop apresenta o inconveniente de incorporar um parâmetro, χ , que não representa uma característica fundamental do solo, sendo função de sua história prévia de umedecimento e secagem, além do grau de saturação e tipo de material (*e.g.* Jennings e Burland, 1962, Bishop e Blight, 1963; Fredlund e Morgenstern, 1977).

Seguindo uma filosofia diferente, em que não havia a preocupação de se procurar definir uma equação geral de tensões efetivas, Fredlund (1973) demonstrou que o estado de tensões em um solo não saturado pode ser plenamente definido pelas variáveis de tensão ($\sigma - u_a$), ($\sigma - u_w$) e ($u_a - u_w$). Quaisquer duas dessas variáveis são independentes, tendo em vista, por exemplo, que $(\sigma - u_a) + (u_a - u_w) = (\sigma - u_w)$.

Para descrever o estado de tensões no solo e, conseqüentemente, ter condições de avaliar seu comportamento mecânico sob variações de tensões, pode-se utilizar qualquer par das variáveis de tensão postuladas. O par $(\sigma - u_a)$ e $(u_a - u_w)$, por coincidência empregado por Bishop em sua definição de tensões efetivas, é o mais simples de ser usado tendo em vista que:

a) Uma variação na pressão na água dos poros, u_w , afeta somente a variável $(u_a - u_w)$, que é a sucção mátrica.

b) Quando o solo se satura, a sucção se anula, ou seja, $u_a = u_w$ e $\sigma - u_a = \sigma - u_w$, recaiando-se na equação de Terzaghi de tensões efetivas.

3. EQUAÇÕES DE RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO

Com base no conceito de variáveis de tensão, Fredlund *et al.* (1978) propuseram a seguinte equação de resistência ao cisalhamento para solos não saturados:

$$\tau_f = c' + (\sigma_n - u_a)_f \text{tg}\Phi' + (u_a - u_w)_f \text{tg}\Phi^b \quad (\text{Eq. 3})$$

onde:

c' , Φ' = parâmetros efetivos de resistência do solo saturado;

$(\sigma_n - u_a)_f$ = tensão normal líquida atuante no plano de ruptura, na ruptura;

$(u_a - u_w)_f$ = sucção mátrica na ruptura;

Φ^b = parâmetro que quantifica um aumento na resistência devido a um aumento na sucção.

No espaço de tensões introduzido na prática geotécnica por Lambe e Whitman (1969), a Equação (3) toma a seguinte forma:

$$t_f = a' + (s - u_a)_f \operatorname{tg} \alpha' + (u_a - u_w)_f \operatorname{tg} \alpha^b \quad (\text{Eq. 4})$$

onde:

$$t_f = (\sigma_1 - \sigma_3)/2$$

$$s_f = (\sigma_1 + \sigma_3)/2$$

σ_1, σ_3 = tensões normais principais maior e menor, respectivamente, na ruptura;

$(u_a - u_w)_f$ = sucção mátrica na ruptura;

a', α' = parâmetros efetivos de resistência no solo saturado, sendo que:

$$a' = c' \cos \Phi' \quad (\text{Eq. 4a})$$

$$\operatorname{tg} \alpha' = \operatorname{sen} \Phi' \quad (\text{Eq. 4b})$$

α^b = parâmetro equivalente a Φ^b , sendo que:

$$\operatorname{tg} \alpha^b = \operatorname{tg} \Phi^b \cos \Phi' \quad (\text{Eq. 4c})$$

Considerando-se o espaço octaédrico de tensões, amplamente empregado em estudos envolvendo a modelagem de solos não saturados (e.g Alonso *et al.*, 1990; Toll, 1990; Wheeler e Sivakumar, 1995) e as condições do ensaio triaxial ($\sigma_2 = \sigma_3$), a Equação (4) toma a forma:

$$q_f = m' + (p_f - u_a) \operatorname{tg} v' + (u_a - u_w)_f \operatorname{tg} v^b \quad (\text{Eq. 5})$$

onde:

σ_2 = tensão principal intermediária;

$q_f = (\sigma_1 - \sigma_3)$ = tensão desviadora na ruptura;

$$p_f = \frac{\sigma_1 + 2\sigma_s}{3}$$

m', v' = parâmetros efetivos de resistência no solo saturado, sendo que:

$$m' = \frac{6c' \cos \Phi'}{3 - \operatorname{sen} \Phi'} \quad (\text{Eq. 5a})$$

$$\operatorname{tg} v' = \frac{2 \operatorname{sen} \Phi'}{3 - \operatorname{sen} \Phi'} \quad (\text{Eq. 5b})$$

v^b = parâmetro equivalente a Φ^b , sendo que:

$$\operatorname{tg} v^b = \frac{6 \operatorname{tg}^b \cos \Phi'}{3 - \operatorname{sen} \Phi'} \quad (\text{Eq. 5c})$$

Considerando-se o critério de resistência de Mohr-Coulomb e a proposta de Bishop (1959), a seguinte equação de resistência ao cisalhamento, em termos de tensões efetivas, é derivada (Bishop *et al.*, 1960):

$$\tau_f = c' + (\sigma_n - u_a)_f \operatorname{tg} \Phi' + \chi(u_a - u_w)_f \operatorname{tg} \Phi' \quad (\text{Eq. 6})$$

Comparando-se as Equações (3) e (6) verifica-se que as proposições de Fredlund *et al.* (1978) e Bishop *et al.* (1960), apesar de serem essencialmente diferentes em suas conecções teóricas, resultam em equações de resistência equivalentes, sendo que:

$$\operatorname{tg} \Phi^b = \chi \operatorname{tg} \Phi' \quad (\text{Eq. 7})$$

Na prática, a determinação experimental do parâmetro χ de Bishop é mais laboriosa do que a determinação do parâmetro Φ^b de Fredlund, o que reforça o emprego atual da equação (4) como base para avaliar a resistência ao cisalhamento de solos não saturados.

4. ENVOLTÓRIA DE RESISTÊNCIA

Diferentemente do caso de solos saturados, em que a envoltória de resistência é definida em um gráfico bidimensional envolvendo a variável de estado de tensão $(\sigma_n - u)_f$ e a tensão cisalhante τ_f , requer-se o uso de um espaço tridimensional para definir a envoltória de ruptura em solos não saturados. Fredlund e Rahardjo (1993) apresentam uma descrição detalhada de como se obtém tal envoltória, denominada Envoltória de Ruptura Estendida de Mohr-Coulomb.

Conforme indicado na Figura 1, o gráfico tridimensional requerido tem como ordenada a tensão cisalhante τ_f e, como abcissas, as variáveis de estado de tensão $(\sigma_n - u_a)$ e $(u_a - u_w)$. A envoltória de resistência consiste em um plano com inclinações Φ^b – eixo τ x $(u_a - u_w)$ – e Φ' – eixo τ x $(\sigma - u_a)$ –. Qualquer linha nesse plano, traçada paralela aos eixos τ x $(\sigma - u_a)$, intercepta o plano definido pela origem dos eixos τ x $(u_a - u_w)$ em uma ordenada $c = c' + (u_a - u_w) \operatorname{tg} \Phi^b$.

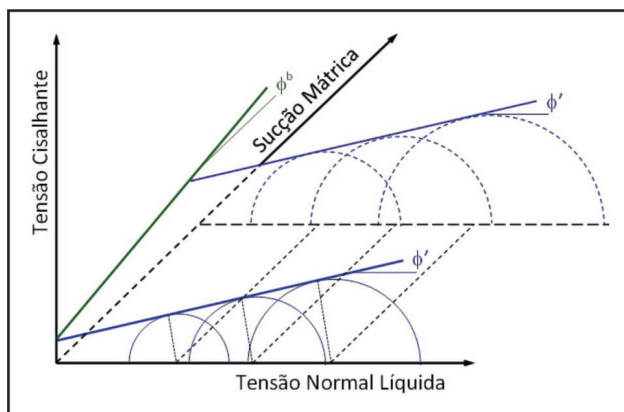


Figura 1 – Envoltória de resistência de solos não saturados (Fredlund *et al.*, 1978)

A Figura 2 mostra projeções horizontais da envoltória de resistência na origem dos planos $\tau \times (\sigma - u_a)$ e $\tau \times (u_a - u_w)$, que mostram influências individualizadas da tensão normal líquida $(\sigma - u_a)$ e da sucção mátrica $(u_a - u_w)$, na envoltória definida por Fredlund *et al.* (1978), que assumiram que Φ' e Φ^b eram constantes.

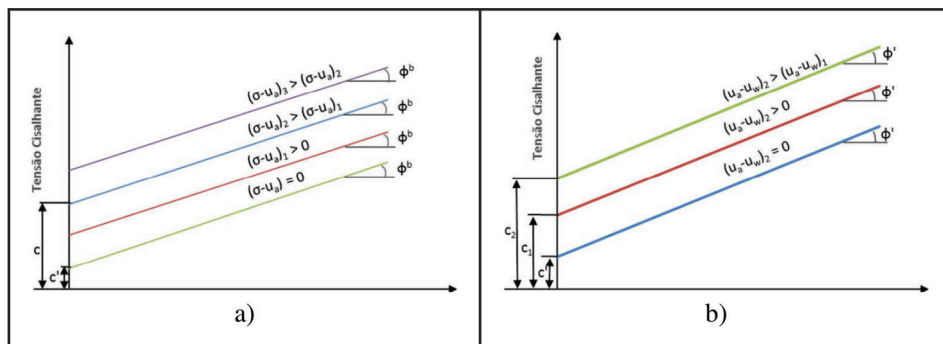


Figura 2 – Projeções da envoltória de resistência de solos não saturados nos planos: (a) $\tau \times (u_a - u_w)$ e (b) $\tau \times (\sigma - u_a)$

5. PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA

A equação que define a envoltória planar de resistência ao cisalhamento em solos não saturados pode ser escrita como:

$$\tau_f = c + (\sigma_n - u_a)_f \operatorname{tg} \Phi' \quad (\text{Eq. 8})$$

onde:

$$c = c' + (u_a - u_w)_f \operatorname{tg} \Phi^b \quad (\text{Eq. 9})$$

5.1 Parâmetros c e c'

O parâmetro c , que constitui a coesão aparente definida por Taylor (1948), é igual ao parâmetro c' quando o solo está saturado. Assumindo-se Φ^b constante, de acordo com a Equação 9, a coesão aparente aumenta linearmente com o aumento da sucção.

Fisicamente, a coesão c pode ser visualizada como sendo correspondente a uma resistência à tração do solo não saturado. A Figura 3 mostra resultados de ensaios de resistência à tração, executados em um solo residual maduro (M) e jovem (S) de um perfil de intemperismo de uma rocha de gnaiss facoidal do Rio de Janeiro (Maciel, 1991), utilizando-se o Método Brasileiro. Em particular no caso do solo maduro, verifica-se que a resistência à tração aumenta, de forma não linear, com a diminuição do teor de umidade gravimétrico (ou grau de saturação) até um dado valor de umidade, a partir do qual ela tende a se estabilizar ou diminuir. Assim, é de se esperar que a coesão c cresça com o aumento da sucção até um determinado limite, a partir do qual ela fique constante ou diminua.

Resultados similares aos mostrados na Figura 3 foram obtidos em ensaios de tração executados na PUC-Rio em outro solo saprolítico de gnaiss. O limite de sucção ou grau de saturação, a partir do qual a resistência à tração deixa de crescer, possivelmente está relacionado ao teor de umidade correspondente ao limite de contração do solo. Tal hipótese requer, entretanto, comprovação experimental. Por outro lado, é aparente que a Equação 9 tem uma validade limitada, função do nível de sucção, o que requer maiores investigações.

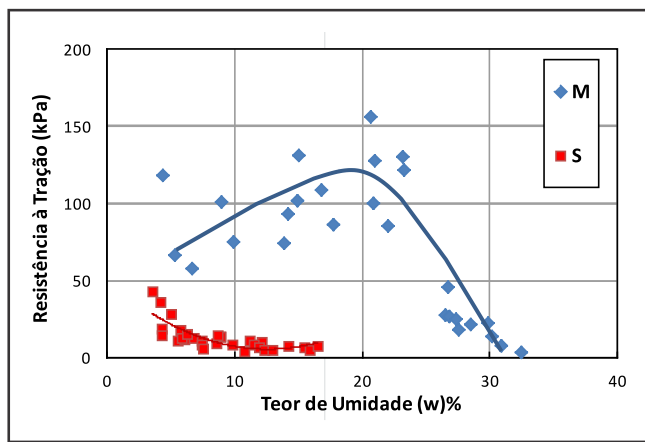


Figura 3 – Variação da resistência à tração com o teor de umidade gravimétrica em um solo residual de gnaiss facoidal (Maciel, 1991)

O parâmetro c' (coesão efetiva), conforme obtido na prática, muitas vezes não tem nenhum significado físico sendo, simplesmente, um parâmetro que define uma reta no espaço de tensões de Mohr (τ x σ'_n). Tal se deve ao fato de ser comum a linearização de resultados de ensaios envolvendo solos que, na realidade, apresentam envoltórias não lineares de resistência, particularmente a baixos níveis de tensão normal (e.g., tensões menores que a de pré-adensamento de um solo sobre adensado). Abstraindo-se desse fato, a coesão efetiva estaria relacionada à existência de uma resistência à tração do solo saturado, que pode ser propiciada pela ocorrência, por exemplo, de cimentação em solos sedimentares ou residuais. A curva S, na Figura 3, sugere, por exemplo, a existência de uma coesão efetiva “verdadeira”, da ordem de 2 kPa, no solo saprolítico de gnaiss facoidal.

É importante notar que, mesmo em presença de valores baixos de coesão efetiva c' ou de sucção, é possível ter-se valores de coesão aparente grandes o suficiente para, por exemplo, manter estável uma encosta não saturada sob a ação de infiltração de águas de chuvas. Um exemplo disso é indicado na Figura 4, que mostra resultados de análises de estabilidade envolvendo condições de rupturas rasas (ordem de 1 m de profundidade), planares, em solos não saturados da Serra do Mar, na região de Cubatão, em São Paulo. Observa-se, nessa figura, que, próximo à condição crítica de $F_s = 1$, variações pequenas de sucção, da ordem de 1 kPa, são suficientes para provocar uma variação da ordem de 20% no Fator de Segurança. Tal porcentagem de variação é altamente relevante quando

se considera ser comum que resultados de análises de estabilidade de encostas (taludes naturais) em solos residuais / coluvionares não saturados, aparentemente estáveis, apresentem fatores de segurança próximos ou menores que a unidade, quando se assume que estão saturados. Em outras palavras, os resultados mostrados nas Figuras 3 e 4 exemplificam a importância do valor adotado para c , por exemplo, em estudos de estabilidade de encostas não saturadas envolvendo solos tropicais.

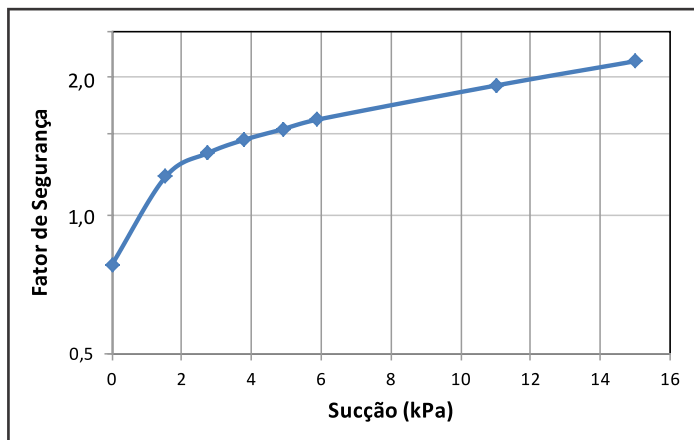


Figura 4 – Variação do fator de segurança de uma encosta não saturada com a sucção (adaptado de Ignacius *et al.*, 1991)

5.2 Parâmetro Φ'

Considerando-se faixas usuais de variação de tensões normais ou de confinamento efetivas em estudos geotécnicos, diferentemente do caso de solos sedimentares saturados, é comum se observar a ocorrência de envoltórias de resistência não lineares em solos saprolíticos ou residuais jovens saturados. Um exemplo disso é mostrado na Figura 5, que apresenta resultados de ensaios triaxiais e de cisalhamento direto, envolvendo resistências de pico e residual, executados em amostras de diferentes solos saprolíticos saturados ou submersos em laboratório. Tais envoltórias não lineares não estão relacionadas a efeitos de histórias de tensões (pré-adensamento, envelhecimento) comumente associados a solos sedimentares. Quebras de grãos ou de grumos de partículas, que podem ocorrer durante o cisalhamento em solos residuais (*e.g.* Seraphim, 1974), acentuadas pelo aumento do nível de tensões normais ou de confinamento, poderiam justificar tal comportamento.

Resultados de ensaios triaxiais com sucção controlada, reportados por Drumrigh e Nelson (1995), reproduzidos na Figura 6, sugerem que uma não linearidade, constatada no solo saturado, também persiste no solo não saturado.

A não linearidade da envoltória de resistência implica em que o parâmetro Φ' não é constante, mas varia com o nível de tensões ($\sigma_n - u_a$), no solo não saturado, ou ($\sigma_n - u$) no solo saturado. Assim, a envoltória de resistência de Mohr-Coulomb e, em decorrência, a

envoltória estendida para solos não saturados, não seriam válidas de um modo geral. Conforme será discutido adiante, tal não linearidade, entretanto, pode ser contornada para fins de aplicações práticas.

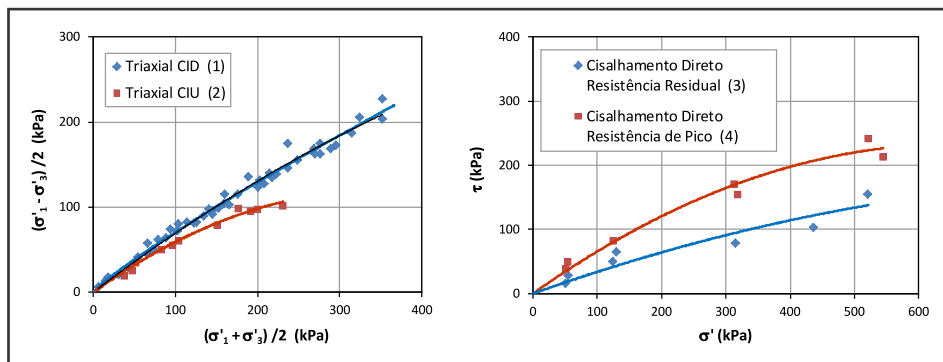


Figura 5 – Envoltórias de resistência não lineares em: (1) solo residual de granito (Sweeney e Robertson, 1982); (2) solo residual de migmatito (Chamas, 1976); (3) e (4) solos residual micáceo (de Campos, 1974)

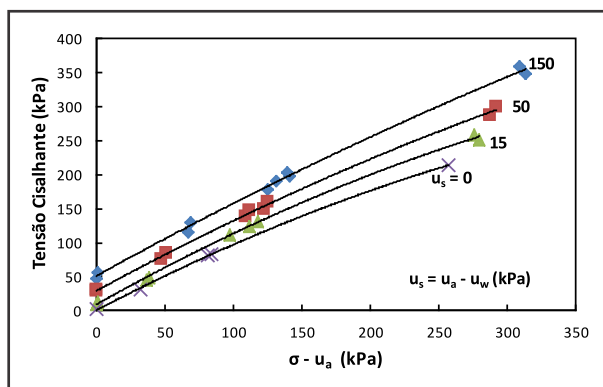


Figura 6 – Envoltórias de resistência não lineares em um rejeito siltoso compactado (modificado de Drumrigh e Nelson, 1995)

Efeitos da Sucção no Φ'

Resultados de ensaios em uma argila sedimentar, reportados por Escário e Sâez (1986, 1987), e em um solo arenoso laterítico, reportados por Rohm e Vilar (1995), indicam que o parâmetro Φ' aumenta com o nível de sucção aplicado em ensaios nos quais se manteve sucção constante e variou-se $(\sigma - u_a)$, como mostra a Figura 7. Os dados referentes ao rejeito siltoso mostrados na Figura 6, bem como resultados de ensaios executados em um cascalho laterítico, publicado por Toll (1990), também indicam tal tipo de variação.

É amplamente conhecido que o ângulo de atrito efetivo, Φ' , fisicamente, representa efeitos de atrito (por deslizamento e/ou rolamento), de rearranjo de partículas, de quebra

de grãos e de dilatância, a qual é associada ao grau de embricamento entre os grãos ou grumos de partículas de um solo (*e.g.* Rowe, 1962; Mitchell, 1993). Existem evidências experimentais de que o atrito decorrente de deslizamento ou rolamento de grãos pode aumentar quando o solo é ensaiado em um estado seco em vez de saturado (*e.g.* Horn e Dere, 1962; Skinner, 1969; Shidharan *et al.*, 1983). Além disso, um aumento de Φ' com o aumento do nível de sucção poderia decorrer de variações na estrutura do solo impostas pela sucção, que tenderiam a aumentar o grau de embricamento dos grãos, independentemente da ação da tensão normal líquida aplicada. Tal aspecto refletir-se-ia em uma maior tendência de dilatância (ou menor tendência de contração) de um material não saturado cisalhado, em um dado nível de $(\sigma - u_a)$, sob níveis crescentes de sucção constante.

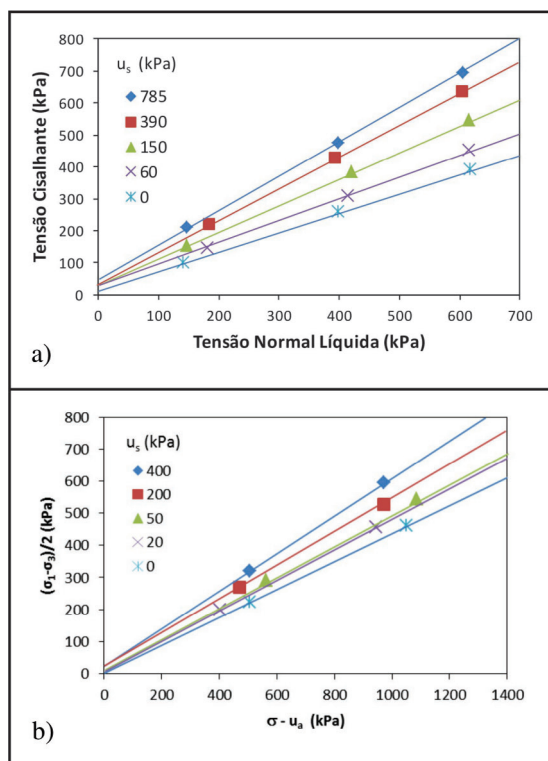


Figura 7 – Variação de Φ' com a sucção: (a) plotado a partir de dados de Escário e Sãez (1997); (b) adaptado de Rohm e Vilar (1995)

Considerando essas observações, é de se esperar uma variação de Φ' com o nível de sucção ou grau de saturação do solo. Informações experimentais contendo dados sobre características de variação volumétrica de amostras rompidas sob condições controladas de sucção são, entretanto, requeridas para que se tenha uma melhor compreensão do fenômeno. Tais informações são praticamente inexistentes na literatura corrente, em particular no caso de solos tropicais.

5.3 Parâmetro Φ^b

O parâmetro Φ^b constitui um ângulo que indica a razão de aumento da resistência do solo não saturado em relação à sucção (Fredlund e Rahardjo, 1993).

Conforme já mencionado, Fredlund *et al.* (1978) consideraram que Φ^b era constante. Diversos autores, ensaiando diferentes tipos de materiais compactados e naturais mostraram, entretanto, que Φ^b não é sempre constante, mas varia com o nível de sucção (*e.g.* Escário e Sãez, 1986; Fredlund *et al.*, 1987; Abramento e Carvalho, 1989; Fonseca *et al.*, 1994; de Campos e Carrillo, 1995; Rohm e Vilar, 1995).

A Figura 8 mostra variações do ângulo Φ^b com a sucção, observadas em diferentes solos brasileiros. Nessa figura, os ângulos Φ^b estão normalizados pelos valores de Φ' correspondentes a cada material.

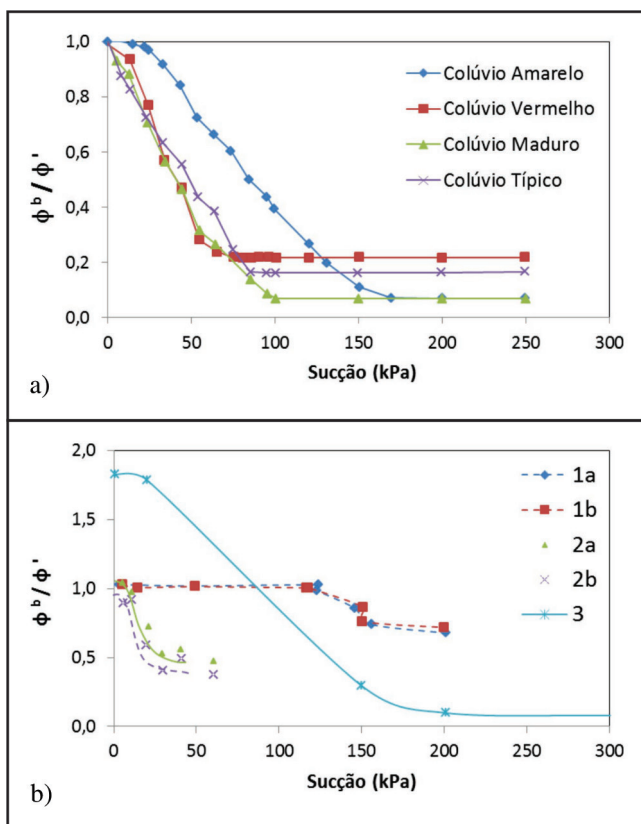


Figura 8 – Variação de Φ^b com o nível de sucção em solos brasileiros:
 (a) Solos originários de biotita-gnaiss (de Campos e Carrillo, 1995).
 (b) curva 1a - colúvio; curva 1b - solo residual de migmatito (Abramento e Carvalho, 1989); curvas 2a e 2b - solos saprolíticos de gnaiss kinzigítico (Fonseca, 1991), curva 3 - solo laterítico (Rohm e Vilar, 1995)

Conforme se pode observar, no início das curvas, a razão Φ^b/Φ' permanece relativamente constante até um determinado nível de sucção, a partir do qual ocorre um decréscimo acentuado nela, de forma não linear. Ao se atingir um segundo nível, maior, de sucção, Φ^b/Φ' passa a variar pouco ou torna-se novamente constante, dentro dos níveis máximos de sucção considerados.

Em um solo saturado, mesmo se pressões negativas atuam na água de seus poros (p.ex. pressões capilares), a definição de tensões efetivas de Terzaghi é considerada como válida. Por outro lado, em presença de pressões de água negativas em um solo não saturado, é de se esperar que seja válida a Equação 3. Igualando-se a equação de resistência de solos saturados a esta equação, tem-se que:

$$c' + (\sigma - u_a)tg\Phi' + (u_a - u_w)tg\Phi^b = c' + (\sigma - u_w)tg\Phi' \quad (\text{Eq. 10})$$

Simplificando-se a igualdade acima, assumindo-se a pressão no ar igual à zero (igual à pressão atmosférica), verifica-se ser de se esperar que $\Phi^b = \Phi'$ sempre que o solo esteja saturado, ou seja, mesmo em presença de pressões de água negativas que, no caso, estariam relacionadas ao fenômeno de capilaridade. Além disso, conforme será discutido adiante, é de se esperar que Φ^b tenda a ser menor que Φ' à medida que a sucção aumente. Dessa forma, justifica-se a ocorrência do valor unitário de Φ^b/Φ' para sucções baixas não nulas, mostrado na Figura 8a. Na Figura 8b, entretanto, observa-se a ocorrência de valores de Φ^b/Φ' maiores que a unidade a baixos níveis de sucção, em desacordo com o antecipado. Nenhuma explicação, fisicamente aceitável, foi encontrada para justificar tal tipo de resultado experimental, que deve, portanto, ser considerado com reservas.

Considerando tal tipo de observação, Fredlund (2006) e Fredlund *et al.* (2012) apresentam uma modificação da Equação de Resistência ao Cisalhamento Estendida (Equação 3), introduzindo um novo termo f_1 , conforme a Equação 11.

$$\tau = c' + (\sigma_n - u_a)tg\Phi' + (u_a - u_w)f_1 \quad (\text{Eq. 11})$$

onde:

f_1 = função dependente das propriedades do solo, que define a relação entre resistência ao cisalhamento e sucção. A sua derivada, $df_1/d(u_a - u_w)$, representa a taxa de variação da resistência ao cisalhamento em relação à sucção.

Dessa forma, esses autores reconhecem que a envoltória de resistência de solos não saturados pode ser linear ou curva. Para uma faixa de sucção elevada, sugerem que o formato da envoltória de resistência tende a ser curvo, ou seja, que ambos os parâmetros Φ' e Φ^b podem não ser constantes.

Transição do Solo Saturado para a Condição Não Saturada

A transição da condição de solo saturado para a de solo não saturado ocorre quando o valor de sucção se iguala à pressão de borbulhamento ou pressão de entrada de ar do solo (e.g., Brooks e Corey, 1964). Em outras palavras, tal transição ocorre quando a pressão do ar é elevada o suficiente para quebrar o menisco que separa as fases ar e água no contorno do solo e, conseqüentemente, comece a penetrar nele até que sejam formados os primeiros canais contínuos de ar no solo. Alguns autores (e.g. Drumright e Nelson, 1995),

sugerem que essa transição ocorreria para um valor de sucção equivalente à máxima altura capilar suportada pelo solo.

É importante lembrar que, antes de se atingir a pressão de borbulhamento, ar pode ocorrer no solo sob forma de bolhas. Nessa condição, denominada, aqui, de condição parcialmente não saturada ou de ar ocluso, admite-se que, do ponto de vista de resistência ao cisalhamento, o solo se comporta como se fosse plenamente saturado.

Conforme enfatizado por Fredlund e Morgenstern (1977), o menisco formado pela interface ar-água tem um papel destacado no que se refere ao entendimento do comportamento de solos não saturados.

No que diz respeito à resistência ao cisalhamento, esse menisco pode ser considerado como se fosse uma membrana unindo grãos ou grumos de partículas, contribuindo para um aumento da resistência do solo, refletida no parâmetro Φ^b . Assim, considerando-se um plano hipotético cortando-se uma amostra de um solo não saturado, quanto maior a área relativa de influência da interface ar-água, maior deve ser a influência da sucção na resistência do solo.

Conforme exemplificado na Figura 9, à medida que o solo seca, o grau de saturação ou o teor de umidade do mesmo diminui e menor torna-se a área relativa de influência do menisco. Desse modo, é de se esperar que a influência da sucção na resistência ao cisalhamento diminua à medida que o teor de umidade do solo diminui (ou a sucção aumenta). Isso justifica a diminuição da razão Φ^b/Φ' mostrada na Figura 8.

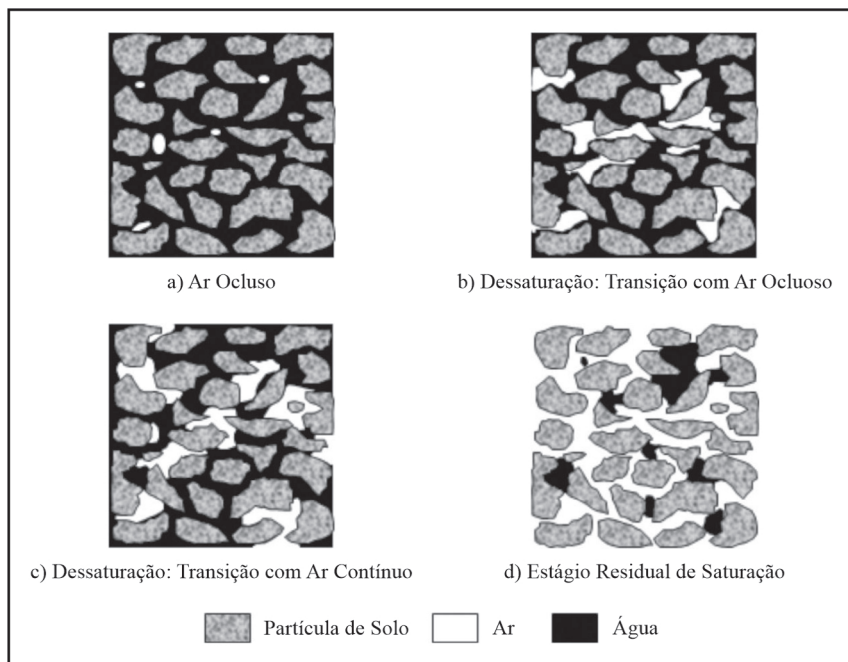


Figura 9 – Variação da área relativa de influência da interface ar-água à medida que o solo seca (adaptado de Vanapalli *et al.*, 1996)

Levando-se em conta a similaridade do formato de curvas mostrando a variação de Φ^b com o nível de sucção, com o formato de curvas características de sucção, ou seja, curvas que relacionam a umidade do solo à sucção atuante nele (Figura 10a), Fredlund *et al.* (1995) propõem que o parâmetro Φ^b torna-se novamente relativamente constante para níveis de sucção maiores que os correspondentes ao grau de saturação residual do solo, S_r . Esse grau de saturação é definido como sendo aquele a partir do qual um aumento na sucção mátrica não produz uma variação significativa na umidade ou saturação do solo (*e.g.* Brooks e Croney, 1964).

Um resumo esquemático do relacionamento entre Φ^b , sucção e umidade (ou saturação) do solo, representativo do presente estado de conhecimento da influência da sucção na resistência ao cisalhamento de solos não saturados, é mostrado na Figura 10. Formas empíricas de se avaliar a pressão de borbulhamento (ou de entrada de ar) e o grau de saturação residual do solo encontram-se indicadas nessa figura.

O exposto acima deixa claro que, diferentemente do inicialmente suposto, é de se esperar, de um modo geral, que o parâmetro Φ^b seja menor que Φ' e varie, de forma não linear, com a sucção.

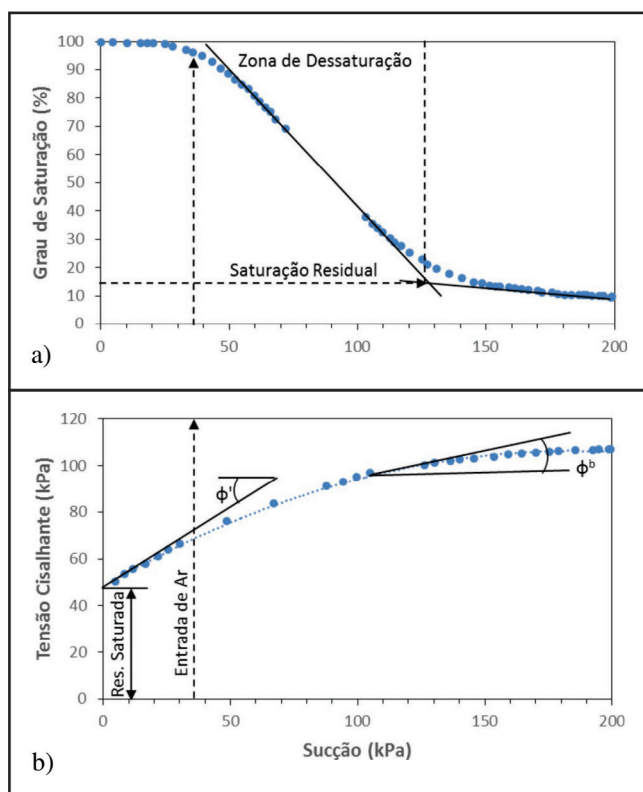


Figura 10 – Relação entre: (a) curva característica de sucção e (b) variação de Φ^b com a sucção (*e.g.* Fredlund *et al.*, 1995)

5.4 Implicações Práticas das variações de Φ' e Φ^b

As variações dos parâmetros Φ' e Φ^b discutidas implicam que uma envoltória geral de resistência de solos não saturados deve ser representada por uma superfície curva. Um possível formato de tal superfície é esquematizado na Figura 11.

São escassos dados experimentais de qualidade que possibilitem uma plena definição dessa superfície, em particular, em casos de solos tropicais indeformados.

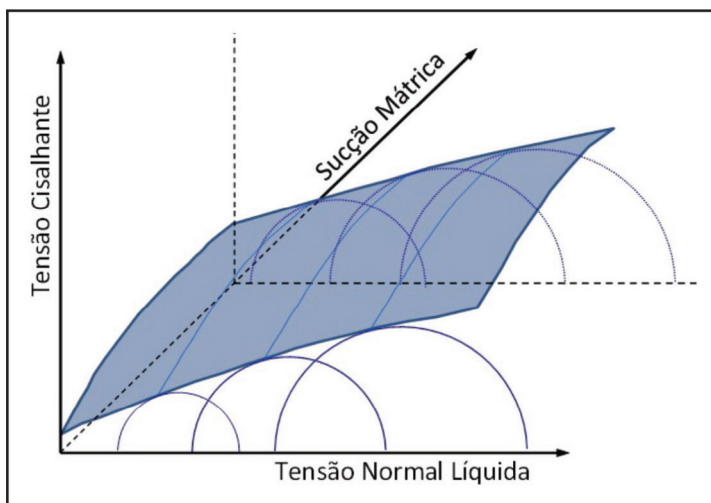
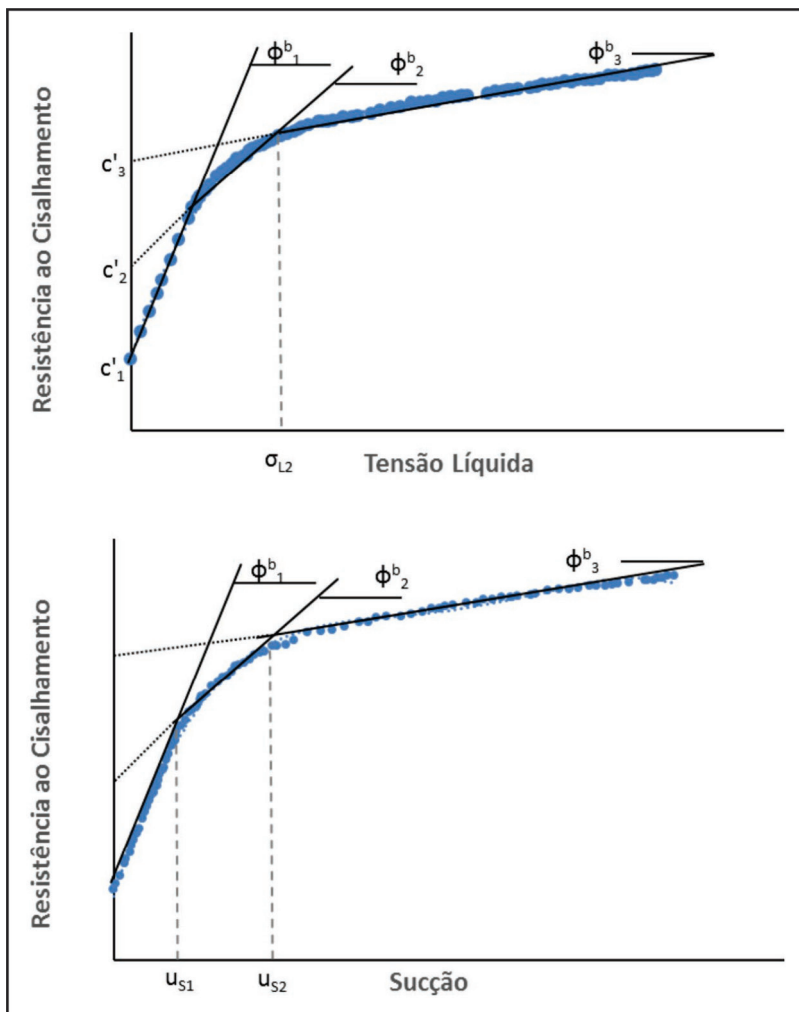


Figura 11 – Provável forma da envoltória de resistência em um solo não saturado

O fato de solos tropicais possivelmente apresentarem uma superfície de resistência curva não impede que os conceitos básicos de resistência ao cisalhamento de solos não saturados (e.g. Fredlund e Rahardjo, 1993) possam ser aplicados na prática geotécnica. Por exemplo, no caso de problemas de estabilidade de taludes, é perfeitamente possível e razoável trabalhar-se com envoltórias de resistência multilíneas nos eixos $\tau \times (\sigma - u_a)$ e $\tau \times (u_a - u_w)$. Conforme exemplificado na Figura 12, isso só requereria a introdução, em programas de análise convencionais de estabilidade (e.g. equilíbrio limite), de limites de validade de variações lineares do parâmetro Φ' e Φ^b em relação a valores de $(\sigma - u_a)$ e $(u_a - u_w)$ pré-definidos. Naturalmente, ao se ter valores variáveis de Φ' e/ou Φ^b , variações nos parâmetros c' ou c devem também ser consideradas.

A Tabela 1 mostra valores de parâmetros de resistência obtidos para diferentes solos brasileiros, assumindo-se envoltórias lineares para as faixas de variação de sucção indicadas e para baixos valores de tensões líquidas, compatíveis com o que seria de se esperar em, por exemplo, estudos de instabilidade de encostas em solos não saturados. É interessante notar, nessa Tabela, a grande faixa de variação do parâmetro Φ^b que, aparentemente, independe das características de distribuição granulométrica e de plasticidade dos diferentes solos tropicais considerados.



$$p/ \sigma_L \leq \sigma_{L1} \Rightarrow c' = c'_1; \Phi' = \Phi'_1$$

$$p/ \sigma_{L1} \leq \sigma_L \leq \sigma_{L2} \Rightarrow c' = c'_2; \Phi' = \Phi'_2$$

$$p/ \sigma_L \geq \sigma_{L1} \Rightarrow c' = c'_3; \Phi' = \Phi'_3$$

$$p/ u_s \leq u_{s1} \Rightarrow \Phi^b = \Phi^b_1$$

$$p/ u_{s1} \leq u_s \leq u_{s2} \Rightarrow \Phi^b = \Phi^b_2$$

$$p/ u_s \geq u_{s2} \Rightarrow \Phi^b = \Phi^b_3$$

Figura 12 – Linearização da envoltória de ruptura em solos não saturados

Tabela 1 – Parâmetros de resistência de solos naturais brasileiros, não saturados, assumindo uma envoltória de resistência linear na faixa de variação de sucção indicada para cada material

Material	ei	Si (%)	c' (kPa)	Φ' (grau)	Φb (grau)	Tipo de Ensaio	σ – ua (kPa)	ua – uw (kPa)	Fonte
Residual de migma-tito arenoso (IP = 14%)	-	-	0	40	11.5	TCSC-EM	10	10 a 60	Abramento e Carvalho (1989)
Colúvio arenoso	-	-	0	38	14.4				
Residual de gnaissse kinzigítico – areia siltosa (NP)	0.91	28	29.8	28.8	28.0				
Residual de gnaissse kinzigítico – areia siltosa (IP = 10%)	0.76	66	12.4	30.6	29.3	CDSC-EM	68	50 a 200	Fonseca (1991)
Colúvio amarelo, arenoso-argiloso (IP = 23%)	1.18	56	0	26.4	6.7		56		
Colúvio vermelho, arenoso-argiloso (IP = 17%)	1.05	70	11.1	26.8	5.5		55		
Residual de biotita gnaissse, areia argilo-siltosa (IP = 18%)	0.98	52	8.6	30.4	6.8	CDSC-EU	58	25 a 220	Carrilo (1993)
Residual de biotita gnaissse, areia silto – argilosa (NP)	1.13	58	13.7	28.7	4.6		53		

Material	e_i	S_i (%)	c' (kPa)	Φ' (grau)	Φ_b (grau)	Tipo de Ensaio	$\sigma - u_a$ (kPa)	$u_a - u_w$ (kPa)	Fonte
Residual de granulito, argila silto-arenosa (IP = 35%)	1.55	56	33.3	28.4	10.3				
Residual de granulito, areia silto-argilosa (IP = 24%)	1.88	52	21.8	31.9	6.9	CDSC-EM	60	40 a 140	Fonseca <i>et al.</i> (1994); Campos (1997)
Residual de granulito, areia argilo-siltosa (IP = 12%)	1.16	61	21.8	31.9	7.3				
Solo laterítico, arenoso (IP = 14%)	1.0	50	25.3	27.9	18.4	TCSC-EM	50		Rohm e Vilar (1995)

e_i, S_i índice de vazios e grau de saturação médios dos corpos de prova antes do ensaios
CDSC ensaio de cisalhamento direto com controle de sucção
TCSC ensaio triaxial de compressão com controle de sucção
EU estágio único de aplicação de tensão normal ou confinante
EMestágio múltiplo de aplicação de tensão normal ou confinante

6. DETERMINAÇÃO DA RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO EM LABORATÓRIO

Da mesma forma que no caso de solos saturados, os parâmetros de resistência de solos não saturados podem ser obtidos por meio de dois tipos usuais de ensaios de laboratório: ensaios triaxiais e de cisalhamento direto. Por envolver uma série de modificações nos equipamentos convencionais e um tempo maior de ensaio, Blight (2013) enfatiza que a execução de tais ensaios ainda é rara na prática da mecânica dos solos não saturados.

A primeira modificação é associada ao controle da sucção do solo, em que se faz necessário controlar a pressão de ar e a pressão de água de formas independentes. Como a pressão de água no solo não saturado é negativa, problemas de cavitação podem ocorrer no sistema de medição da pressão de água (valores de sucção mátrica acima de cerca de 90 kPa). Assim, é usual o emprego da técnica de translação de eixos nesses equipamentos.

A translação de eixos (Hilf, 1956) é uma técnica na qual se altera a origem (ou referência) da pressão de água da condição atmosférica para outra situação, em que a pressão “atmosférica” é aumentada (*e.g.* Marinho, 1997). Esse aumento artificial na pressão atmosférica faz com que as pressões de ar e de água sejam transladadas para valores de pressões positivos, mantendo a sucção mátrica constante.

Para a utilização de tal técnica, faz-se necessário o emprego de uma pedra porosa de alto valor de entrada de ar, que separa as fases ar e água no sistema de medição de pressão de água. O valor de entrada de ar característico da pedra representa o maior valor de sucção mátrica a ser imposto no ensaio. Excedendo esse valor, há fluxo de ar pela pedra porosa, desfazendo a separação de fases na medição de pressão de água.

Outra modificação a ser realizada nos equipamentos está relacionada à medição de variação de volume total na amostra de solo não saturado, variação esta devida à variação de volume de ar e/ou água na amostra. Sendo assim, faz-se necessário o uso de um segundo sistema de variação de volume independente da medida de variação de volume de água, já realizada nos ensaios convencionais. Fredlund *et al.* (2012) relacionam os principais instrumentos desenvolvidos para esse fim, citando suas vantagens e limitações. Os autores relatam que medidas de variação de volume total, pela verificação do fluxo do fluido da câmara triaxial, têm obtido um sucesso limitado. Isso se deve ao fato de que essas medidas são suscetíveis a variações de temperatura ambiente e a erros relacionados a vazamentos e difusão do ar.

Devido ao maior número de variáveis e fatores que influenciam um ensaio não saturado, alguns cuidados devem ser tomados de forma a se obter resultados confiáveis. Dentre esses cuidados, vale ressaltar a pré-saturação da pedra porosa de alta entrada de ar e a aplicação da pressão confinante e da pressão de ar antes da pressão de água (visando garantir a integralidade da pedra porosa de alta entrada de ar, colada na base dos equipamentos).

Nos itens seguintes, apresenta-se uma breve descrição dos dois tipos de ensaios, sendo que mais detalhes sobre modificações nos equipamentos, metodologias de ensaios e interpretação de resultados podem ser encontrados em Blight (2013) e Fredlund *et al.* (2012).

6.1 Ensaios triaxiais

A Figura 13 mostra um esquema de uma célula triaxial modificada para a execução de ensaios triaxiais com sucção controlada. Tais ensaios envolvem, tipicamente, três etapas: aplicação da sucção, consolidação e cisalhamento.

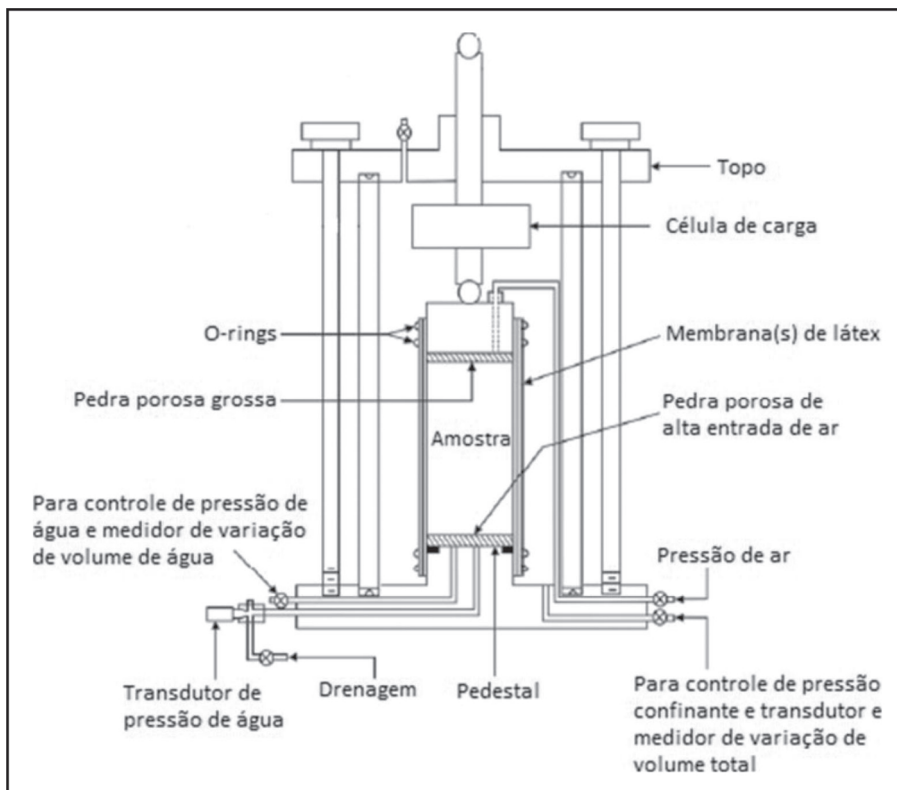


Figura 13 – Esquema de um equipamento triaxial para ensaio em solos não saturados (adaptado de Blight, 2013)

A primeira etapa compreende a equalização da sucção inicial das amostras. Essa fase pode ser realizada previamente ao ensaio (fora do equipamento) ou após montagem da amostra no equipamento, antes da consolidação. Quando realizada dentro do equipamento triaxial, a técnica de translação de eixos é empregada com a amostra sendo submetida a uma pressão de ar no topo e uma pressão de água na base. A drenagem de água é conectada a um medidor de variação de volume, sendo que se considera a sucção equalizada após a cessão de fluxo de água.

Na fase de consolidação, a tensão líquida desejada é aplicada mantendo-se, tipicamente, a pressão de ar constante e aumentando-se a tensão confinante. Em alguns casos, as fases de aplicação de sucção e de adensamento são realizadas simultaneamente.

Como em solos não saturados há duas fases drenantes, é possível realizar diferentes tipos de ensaios, variando a drenagem do ar e/ou da água na fase de cisalhamento. Blight (2013) cita que o ensaio mais utilizado na prática é o tipo CW (*constant water content tests*) ou de teor de umidade constante, em que, na fase de cisalhamento, a pressão de ar é mantida constante e a drenagem de água é impedida. Nesse caso, a pressão de água é medida na base da célula triaxial. No caso de ensaios não drenados, quando tanto a drenagem de água quanto de ar são impedidas, a sucção pode variar durante o cisalhamento, podendo ser medida a partir do emprego de tensiômetros de alta capacidade (e.g. Ridley e Burland, 1993; Oliveira, 2004). Os ensaios drenados permitem a drenagem dos fluidos (ar e/ou água). Nesse caso, variações de volume total da amostra, associadas ao fluxo dos fluidos, devem ser medidas. É importante notar, aqui, que, no caso de cisalhamento com velocidade de deslocamento constante, é fundamental a aplicação de velocidades adequadas de forma a garantir tanto a manutenção de uma sucção constante, no caso de ensaios drenados ao ar e à água, quanto de equalização adequada da pressão de água, no caso dos ensaios nos quais a drenagem de água é impedida, e essa pressão é medida na base da célula triaxial.

A Tabela 2 apresenta um resumo das principais características das diferentes metodologias aplicadas em ensaios triaxiais em solos não saturados.

Tabela 2 – Diferentes tipos de ensaios triaxiais não saturados
(adaptado de Fredlund *et al.*, 2012)

Ensaio	Adensamento	Cisalhamento				
		Drenagem		Pressão de ar, u_a	Pressão de água, u_w	Variação de volume, ΔV
		Ar	Água			
Consolidado drenado (CD)	Sim	Sim	Sim	C	C	M
Teor de umidade constante (CW)	Sim	Sim	Não	C	M	M
Consolidado não drenado (CU)	Sim	Não	Não	M	M	
Não drenado (UU)	Não	Não	Não			
Compressão Simples	Não	Não	Não			

C = Controlado; M = Medido.

6.2 Cisalhamento Direto

O segundo tipo de equipamento utilizado para a determinação da resistência ao cisalhamento de solos não saturados é o cisalhamento direto com sucção controlada. Da mesma forma que nos ensaios triaxiais, faz-se uso da técnica de translação de eixos para a imposição da sucção no solo. Uma das principais vantagens desse ensaio é o menor tempo de equalização da sucção inicial devido à menor altura de drenagem das amostras.

O equipamento é uma modificação do convencional, sendo composto por uma câmara de pressão de ar, uma caixa de cisalhamento bipartida no interior dela, um disco de alto valor de entrada de ar instalado na base da caixa, um sistema de aplicação de pressões, um sistema de extração de bolhas de ar, um sistema de aplicação de carregamento vertical e um sistema de medição e aquisição de dados (Figura 14).

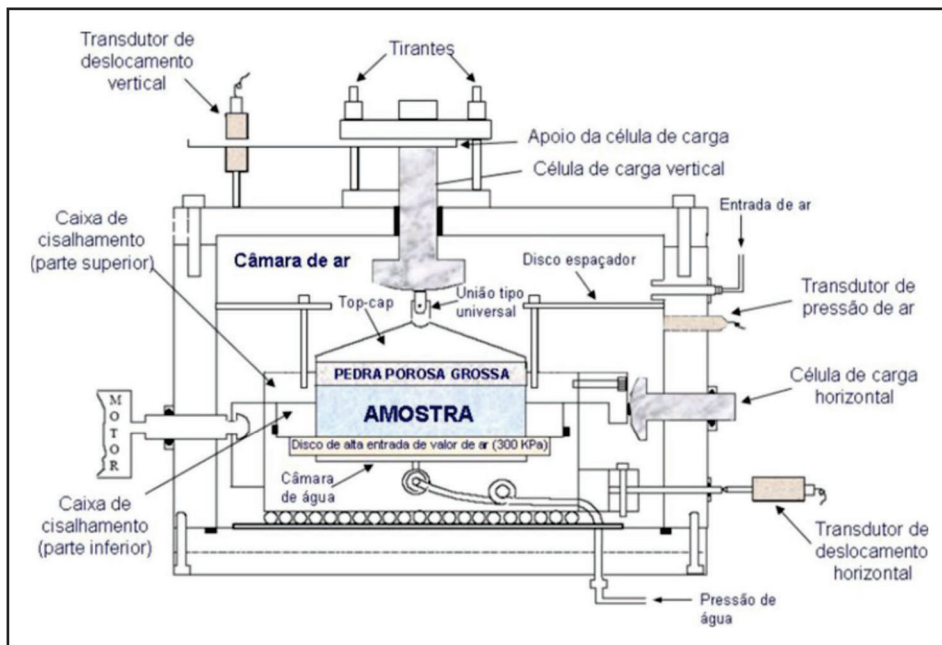


Figura 14 – Esquema do cisalhamento direto com sucção controlada, projetado e desenvolvido na PUC-Rio

O procedimento de ensaio, após a equalização da sucção, é similar ao convencional, em que as amostras são adensadas e o cisalhamento é do tipo drenado.

A fase de adensamento é realizada através da aplicação da tensão normal vertical e das pressões de ar e água na amostra. Assume-se que essa etapa é finalizada quando variações do deslocamento vertical da amostra e do volume de água drenada são desprezíveis.

O cisalhamento é realizado a partir da imposição de uma velocidade de deslocamento constante, acionando-se o motor elétrico do equipamento. A carga vertical e a força cisalhante horizontal são determinadas a partir de células de carga; medidas de deslocamento vertical e horizontal são feitas utilizando transdutores de deslocamento, e a variação de volume da água é medida por meio de um transdutor de variação de volume.

Da mesma forma que no caso dos ensaios triaxiais, é fundamental que os ensaios de cisalhamento direto (drenados) sejam executados a uma velocidade de deslocamento que garanta que a sucção aplicada se mantenha constante.

7. FORMULAÇÕES ALTERNATIVAS E AVALIAÇÕES INDIRETAS DA RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO

A avaliação dos parâmetros de resistência em solos não saturados requer disponibilidade de equipamentos e instrumentação não corriqueiros e o uso de técnicas especiais de ensaios em laboratório (*e.g.*, de Campos *et al.*, 1991; de Campos e Vargas Jr., 1991; de Campos *et al.*, 1992; Carrillo *et al.*, 1994; de Campos e Carrillo, 1995; de Campos, 1988).

Mesmo que tais facilidades sejam disponíveis, o tempo de execução de um dado programa experimental pode ser proibitivo na prática. Nessas condições, o uso de equações simplificadas, que possibilitem uma avaliação da resistência de solos não saturados, ou o emprego de resultados de ensaios mais simples, para uma avaliação indireta dessa resistência, constituem alternativas a serem consideradas em fases de projeto preliminar ou de ante-projeto de obras geotécnicas.

7.1 Formulações Empíricas e Semiempíricas

Oberg e Sallfors (1995) sugerem o uso da seguinte equação para determinar a resistência drenada de um solo não saturado:

$$\tau_r = c' + (\sigma_n - S_w u_w) \tan \Phi' \quad (\text{Eq. 12})$$

onde S_w = grau de saturação do solo relativo à água.

Considerações envolvendo o uso do conceito de tensões efetivas de Bishop (1959), com u_a igual à pressão atmosférica, e a área ocupada pela água nos poros de um solo não saturado levaram à proposição da Equação 12. De acordo com os autores, tal equação seria aplicável a solos não argilosos, com graus de saturação maiores que cerca de 50%. Comparações com resultados experimentais disponíveis na literatura, envolvendo solos siltosos e argilosos, mostraram uma capacidade de previsão bastante razoável da influência da sucção na resistência drenada dos diferentes solos considerados por esses autores.

No relato do estado da arte sobre técnicas experimentais, apresentado por Jucá e Frydman (1996), na 1ª Conferência Internacional sobre Solos Não Saturados, é sugerido o uso de uma função empírica Y para representar o acréscimo de resistência observado em solos não saturados devido à sucção. Tal função foi proposta considerando-se que a sucção está relacionada não somente ao grau de saturação do solo, S , mas também ao seu índice de vazios, e , conforme indicado na Equação 13:

$$Y = \frac{\sqrt{1-S}}{S^2 \times e} \quad (\text{Eq. 13})$$

Considerando-se os exemplos mostrados nesse relato e o espaço de tensões de Lambe e Whitman (1969), a seguinte equação de resistência do cisalhamento resultaria do uso da função Y :

$$\frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{2} = a' + \frac{(\sigma_1 + \sigma_3)}{2} \times (1 + Y) \tan \alpha' \quad (\text{Eq. 14})$$

As comparações apresentadas por Jucá e Frydman (1996) sugerem que a Equação 14 tem, também, um razoável potencial de aplicação prática.

Lytton (1996), baseado em conceitos oriundos da termodinâmica (Lamborn, 1986), sugere o uso da umidade volumétrica, Θ , para a obtenção de um limite inferior da resistência do solo não saturado, dada por:

$$\tau_r = c' + [(\sigma_n - u_a) + \theta(u_a - u_w)]tg\Phi' \quad (\text{Eq. 15})$$

De uma forma similar, a partir de considerações envolvendo o uso da curva característica solo-água, discutidas no item subsequente, Vanapalli *et al.* (1996) propõem o uso da seguinte expressão simplificada:

$$\tau = c' + (\sigma_n - u_a)tg\Phi' + (u_a - u_w)\Theta_rtg\Phi' \quad (\text{Eq. 16})$$

onde:

$$\Theta_r = \frac{(\theta - \theta_r)}{(\theta_s - \theta_r)} \quad (\text{Eq. 17})$$

corresponde a um teor de umidade volumétrico relativo, normalizado, sendo que:

θ_s = teor de umidade volumétrico do solo saturado (igual à sua porosidade);

θ_r = teor de umidade volumétrico do solo correspondente à condição de saturação residual (ver Figura 10).

Se o solo não sofre variação de volume sob a ação da sucção, a Equação (16) pode ser reescrita como:

$$\tau = c' + (\sigma_n - u_a) + \left[(u_a - u_w) \times \frac{(S - S_r)}{(100 - S_r)} \right] tg\Phi' \quad (\text{Eq. 18})$$

onde S_r = grau de saturação residual, em porcentagem.

No caso de solos tropicais, em particular, brasileiros, são escassas ou inexistentes informações sobre o uso potencial das diversas expressões anteriores na estimativa da resistência não saturada, levando-se em conta a influência da sucção.

Com base em resultados de ensaios de cisalhamento direto com sucção controlada executados na PUC-Rio (Carrillo, 1993), obteve-se os gráficos apresentados na Figura 15. Tais gráficos mostram comparações entre valores de resistência não saturada obtidos experimentalmente (para sucções nominais de 30, 80, 150 e 210 kPa e $(\sigma_n - u_a) = 50$ kPa) e valores de resistência obtidos usando as Equações 12, 15 e 16.

Os dois materiais coluvionares e os dois saprolíticos considerados constituem partes de perfis de intemperismo de biotita-gnaisses encontrados no Maciço da Tijuca, Rio de Janeiro.

A Tabela 3 mostra as faixas de variação do índice de vazios, e , grau de saturação, S , e umidade volumétrica, Θ , correspondentes à condição de ruptura em cada um desses materiais. É interessante ressaltar aqui que tais índices apresentaram variações pequenas,

desprezíveis, entre as condições pós-adensamento (sob uma tensão normal líquida de 50 kPa) e ruptura, para todos os níveis de sucção utilizados nos ensaios de cisalhamento direto com sucção controlada. Outras informações sobre esses materiais e técnicas de ensaios podem ser encontradas em Antunes *et al.* (1994) e Carrilo e de Campos (1994).

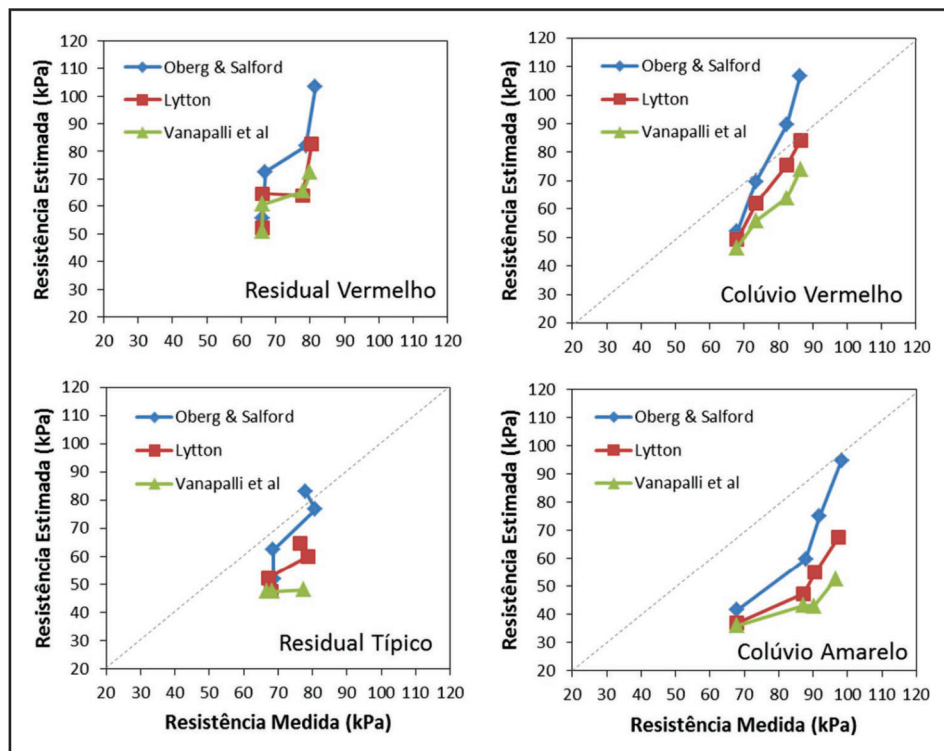


Figura 15 – Comparações entre resistências não saturadas obtidas e estimadas

Tabela 3 – Índices físicos na ruptura

Solo	e	S(%)	Θ (%)
Colúvio Amarelo	0.91 – 1.09	46.6 – 56.5	23.8 – 29.4
Colúvio Vermelho	0.97 – 1.04	62.6 – 74.0	31.9 – 36.6
Residual Vermelho	0.79 – 0.97	40.5 – 55.4	19.8 – 27.3
Residual Típico	1.02 – 1.16	34.1 – 59.4	18.3 – 30.4

Analisando-se os gráficos mostrados na Figura 15, verifica-se que:

a) Para todos os níveis de sucção, em concordância com Lytton (1996), os valores de resistência não saturada determinados experimentalmente foram menores que os estimados utilizando-se a Equação 15.

b) O uso do grau de saturação (Equação 12), proposto por Oberg e Sallfors (1995), gerou estimativas não conservadoras da resistência não saturada para os níveis de sucção mais elevados utilizados em todos os materiais (ordem de 200kPa);

c) A proposta de Vanapalli *et al.* (1996) – Equação 16 – apresentou resultados, de um modo geral, similares aos de Lytton (1996), com uma melhor capacidade de previsão no caso do Colúvio Vermelho e do Solo Residual Vermelho, e uma pior nos outros dois materiais. Tais resultados, entretanto, devem ser considerados com reserva. Isso se deve ao fato de que a definição da umidade volumétrica na condição de saturação residual, (Θ_r), baseou-se em curvas características solo-água nas quais os níveis máximos de sucção aplicados foram limitados a valores da ordem de 400 kPa, não se tendo conhecimento se, nesses materiais, variações significativas ocorrem na forma dessas curvas para sucções mais elevadas.

Previsões muito ou pouco conservadoras foram obtidas ao se utilizar a função Y, (Equação 14), que se mostrou, assim, inadequada para os solos tropicais considerados.

Khalili e Khabbaz (1998) propuseram uma nova abordagem, em que a resistência ao cisalhamento do solo é obtida a partir de uma definição do parâmetro χ introduzido por Bishop (1959). Para valores de sucção menores que o valor de entrada de ar, o solo se comporta como saturado, ou seja, $\chi = 1$ para $(u_a - u_w) < (u_a - u_w)_b$. Uma vez excedido tal valor, ou seja, para valores maiores de sucção, a parcela da sucção na resistência ao cisalhamento é reduzida de acordo com a Equação 19.

$$\chi = \left[\frac{(u_a - u_w)}{(u_a - u_w)_b} \right] \text{ para } (u_a - u_w) \geq (u_a - u_w)_b \quad (\text{Eq. 19})$$

onde:

$(u_a - u_w)_b$ = sucção no ponto de entrada de ar;

r = parâmetro dependente do material, sugerido como 0,55 por Khalili e Khabbaz.

Da mesma forma, Bao *et al.* (1998) assumiram que o solo se comporta como saturado até o valor de entrada de ar e, acima deste, foi definido um fator de redução da sucção ζ (equivalente ao parâmetro χ de Bishop), conforme a Equação 20. Nessa proposta, a influência da sucção na resistência de solos não saturados foi normalizada entre o valor de entrada de ar e a sucção na condição de saturação ou umidade residual.

$$\zeta = \frac{\log(u_a - u_w)_r - \log(u_a - u_w)}{\log(u_a - u_w)_r - \log(u_a - u_w)_b} \quad (\text{Eq. 20})$$

onde:

$(u_a - u_w)_r$ = sucção matricial na condição de saturação ou umidade residual.

Mais recentemente, Rassam e Cook (2002) e Vilar (2006) propuseram novas equações para a estimativa da resistência não saturada a partir de dados da curva característica de sucção ou de retenção de umidade.

Rassam e Cook (2012) propuseram a seguinte equação de resistência a partir de ajus-

tes de resultados de ensaios publicados na literatura (Equação 21):

$$\tau = c' + (\sigma - u_a) \operatorname{tg} \Phi' + \psi \operatorname{tg} \Phi' - \Phi (\psi - \psi_{\text{aev}})^\beta \quad (\text{Eq. 21})$$

O quarto termo dessa equação aplica um fator de correção dependente de duas novas variáveis, Φ e β (Equações 22 e 23), definidas como:

$$\Phi = \frac{\psi_r \operatorname{tg} \Phi' - \tau_{\text{Sr}}}{(\psi_r - \psi_{\text{aev}})^\beta} \quad (\text{Eq. 22})$$

$$\beta = \frac{\operatorname{tg} \Phi' (\psi_r - \psi_{\text{aev}})}{\psi_r \operatorname{tg} \Phi' - \tau_{\text{Sr}}} \quad (\text{Eq. 23})$$

onde:

Ψ_r = sucção matricial na condição de saturação ou umidade residual;

Ψ_{aev} = sucção no ponto de entrada de ar.

e:

τ_{Sr} = contribuição da sucção mátrica na resistência na condição de saturação residual (diferença do intercepto de coesão aparente, c , entre as condições de umidade residual e saturada).

Tendo como base resultados de ensaios envolvendo tanto solos brasileiros quanto oriundos de outros países, Vilar (2006) sugere o emprego de uma equação hiperbólica para a estimativa da resistência de solos não saturados. A coesão aparente do solo, para uma determinada sucção, pode ser obtida conforme a Equação 24, que envolve dois parâmetros de ajustes, a e b .

$$c = c' + \frac{\psi}{a + b\psi} \quad (\text{Eq. 24})$$

A inclinação da envoltória de resistência para valores de sucção próximos a zero (solo saturado) é igual à tangente de Φ' (Equação 25).

$$\frac{dc}{d(u_a - u_w)|_{\psi \rightarrow 0}} = \frac{1}{a} = \operatorname{tg} \Phi' \quad (\text{Eq. 25})$$

O autor considera que, na condição de umidade residual, a variação na sucção matricial durante o cisalhamento não produz mudanças significativas nas propriedades mecânicas do solo. Nessa situação, para valores de sucção tendendo ao infinito (por exemplo, em condições de ensaios em amostras de solo secas ao ar), assume-se que a resistência ao cisalhamento alcança um valor último, denominado c_{ult} ou τ_{ult} . Assim, o parâmetro b pode ser obtido a partir da Equação 26:

$$\lim_{\psi \rightarrow \infty} c = c_{\text{ult}} = c' + \frac{1}{b} \quad \text{ou} \quad b = \frac{1}{c_{\text{ult}} - c'} \quad (\text{Eq. 26})$$

Para casos em que seja possível obter, pelo menos, um dado experimental envolvendo a determinação da resistência do solo não saturado a uma sucção conhecida, Vilar (2006) sugere trabalhar com a máxima resistência ao cisalhamento obtida experimentalmente, τ_m , reescrevendo a Equação 26 conforme a Equação 27.

$$b = \frac{1}{c_m - c'} - \frac{1}{\Psi_m \operatorname{tg} \Phi'} \quad (\text{Eq. 27})$$

onde:

c_m = máximo valor de coesão medido;

Ψ_m = máxima sucção de ensaio.

Inexistem dados envolvendo solos brasileiros que permitam avaliar a representatividade das propostas de Khalili e Khabbaz (1998); Bao *et al.* (1998) e Rassam e Cook (2002). Por outro lado, como a proposta de Vilar (2006) se baseia em resultados envolvendo diferentes solos do país, sugere-se que ela deva ser utilizada de forma preliminar na avaliação da envoltória de resistência de solos não saturados. Deve-se notar que, para a utilização de tal proposta, requer-se a execução de ensaios em amostras na condição de sucção tendendo ao infinito (condição passível de ser representada por ensaios envolvendo solos secos ao ar) ou sob uma dada condição de sucção controlada, além de resultados de ensaios executados no mesmo material saturado (caso de ensaios triaxiais) ou submerso (caso de ensaios de cisalhamento direto).

7.2 Avaliação Indireta

Conforme mostrado na Figura 10, existe uma grande semelhança entre curvas representativas de variações da resistência ao cisalhamento drenado e do teor de umidade volumétrico com a sucção. Com base nessa similaridade, diversos trabalhos foram desenvolvidos na Universidade de Saskatchewan, Canadá, visando à determinação da resistência de um solo não saturado a partir do conhecimento da sua relação umidade-sucção.

Fredlund e Xing (1994) apresentam uma equação geral que descreve a curva característica de sucção ou curva característica solo-água, dada por (Vanapalli *et al.*, 1996):

$$\Theta = C(\Psi) \left\{ \frac{1}{\left[\ln \left[e + \left(\frac{\Psi}{a} \right)^n \right] \right]^m} \right\} \quad (\text{Eq. 28})$$

onde:

$$C(\Psi) = \left[1 - \frac{\ln \left(1 + \frac{\Psi}{C_r} \right)}{\ln \left(1 + \frac{10^6}{C_r} \right)} \right] \quad (\text{Eq. 29})$$

sendo:

e = número natural (2.71828 ...);

Ψ = sucção total do solo;

a = sucção relativa ao valor de entrada de ar do solo;

n = parâmetro do solo relacionado à inclinação da curva característica solo-água no ponto de inflexão;

m = parâmetro do solo relacionado ao teor de umidade volumétrico residual;

$C(\Psi)$ = função de correção, que força a curva característica de sucção a passar por um valor de sucção de 1.000.000 kPa, considerando como correspondente a um teor de umidade nulo;

C_r = valor de sucção correspondente ao teor de umidade volumétrico residual Θ_r .

Para uma dada curva característica solo-água, os parâmetros a , n e m na Equação 28 podem ser determinados utilizando-se técnicas numéricas de regressão não linear (Fredlund e Xing, 1994).

Na equação 28, Θ constitui uma função da sucção total, ou seja, $\Theta = \Theta(\Psi)$, definida como sendo um teor de umidade volumétrico normalizado que, por sua vez, é igual ao grau de saturação do solo, S , dado por:

$$\Theta = \frac{\theta}{\theta_s} \quad (\text{Eq. 30})$$

A partir de considerações sobre a área relativa de influência do menisco, Fredlund *et al.* (1996) sugerem o uso da seguinte expressão para definir a resistência do solo não saturado, com base em dados da curva característica solo-água.

$$\tau = c' + (\sigma_n - u_a) \text{tg}\Phi' + (u_a - u_w) \Theta (u_s)^\kappa \text{tg}\Phi' \quad (\text{Eq. 31})$$

onde o expoente κ é considerado como sendo um parâmetro do solo, dependente do tipo de material, e a função $\Theta(u_s)$ é dada pela Equação 28, com a sucção total Ψ , sendo igual à sucção mátrica $u_s = u_a - u_w$.

A partir de uma definição da área de água existente no solo não saturado, ligeiramente diferente da utilizada por Fredlund *et al.* (1996) para chegar à Equação 31, Vanapalli *et al.* (1996) sugerem o uso da seguinte equação para avaliar a resistência não saturada a partir da curva característica solo-água:

$$\tau = c' + (\sigma_n - u_a) \text{tg}\Phi' + (u_a - u_w) [(\Theta_r^\kappa)(\text{tg}\Phi')] \quad (\text{Eq. 32})$$

Nessa formulação, o parâmetro κ é considerado como uma variável de ajuste que, da mesma forma anteriormente mencionada, deve ser definido para cada tipo de solo, e Θ_r é dado pela Equação 17.

A Figura 16 mostra resultados apresentados por Fredlund *et al.* (1996), obtidos a partir das equações 28 e 31, assumindo-se $\kappa = 1$, que sugerem que o uso da curva característica de sucção na previsão da resistência não saturada constitui um caminho promissor.

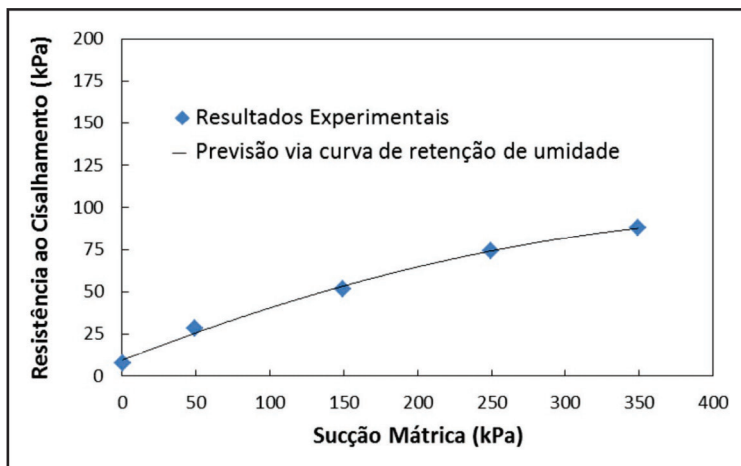


Figura 16 – Previsão da resistência não saturada a partir da curva característica solo-água (modificado de Fredlund *et al.*, 1996)

É importante ressaltar, entretanto, que o parâmetro κ constitui uma nova incógnita no problema e não é constante. Fredlund *et al.* (1996) sugerem que esse parâmetro varia entre 1 e 3 e aumenta com a plasticidade do solo. Não existem, porém, informações sobre valores representativos desse parâmetro para o caso de solos tropicais. Além disso, deve-se considerar que, antes de haver uma preocupação maior em se obter parâmetros que possibilitem uma representação matemática adequada de uma dada curva característica solo-água, há que haver uma preocupação quanto à representativa do solo em estudo. Nesse sentido, devem ser levadas em conta condições esperadas de mudanças de umidade (secagem/ umedecimento) e estado inicial de saturação (solo seco, saturado ou úmido). Conforme destacado em trabalhos anteriores (*e.g.* de Campos *et al.*, 1992), a curva característica de sucção pode ser altamente variável tanto em solos naturais quanto compactados, dependendo da metodologia e tipo de ensaio empregados na sua obtenção.

Goh *et al.* (2010) apresentam uma modificação da equação proposta por Fredlund *et al.* (1996) para as condições de umedecimento e secagem, considerando somente valores de sucção acima da sucção de entrada de ar (Equação 33).

$$\tau = c' + [(\sigma_n - u_a)(u_a - u_w)] \text{tg}\Phi' + [(u_a - u_w) - (u_a - u_w)_b] b \Theta^{k'} \text{tg}\Phi' \quad (\text{Eq. 33})$$

onde:

$$k' = [\log(u_a - u_w) - \log(u_a - u_w)_b]^y \quad (\text{Eq. 34})$$

e

y e b = parâmetros de controle que variam de acordo com condições de umedecimento e secagem;

$(u_a - u_w)_b$ = sucção no ponto de entrada de ar;

Θ = teor de umidade volumétrica normalizado, definido na Equação 30.

Para a condição de secagem (subíndice d a seguir), os parâmetros de controle são definidos conforme as Equação 35 e 36 e, para a de umedecimento (subíndice w, a seguir), eles são obtidos a partir das Equações 37 e 38. Em ambos os casos, os parâmetros de ajuste y e b são relacionados com a curva característica solo-água e com propriedades do solo.

$$y_d = 0,502 \ln(IP + 2,7) - 0,387 \quad (\text{Eq. 35})$$

$$b_d = -0,245 \{ \ln[n_d(IP + 4,4)] \}^2 + 2,114 \{ \ln[n_d(IP + 4,4)] \} - 3,522 \quad (\text{Eq. 36})$$

$$y_w = 3,55y_d - 3 \quad (\text{Eq. 37})$$

$$b_w = 0,542b_d \left(\frac{n_d}{n_w} \right) + 0,389 \quad (\text{Eq. 38})$$

onde:

IP = índice de plasticidade do solo;

n_d = parâmetro de ajuste da curva característica solo-água na secagem, proposto por Fredlund e Xing (1994).

n_w = parâmetro de ajuste da curva característica solo-água no umedecimento, proposto por Fredlund e Xing (1994).

Outra abordagem de avaliação indireta da resistência não saturada foi proposta por Blight (2013). Nesta, o autor avalia a obtenção do parâmetro χ a partir de resultados de ensaios de compressão simples ($\sigma_3 - u_a = 0$) para amostras preparadas com diferentes valores de umidade inicial, resultando em diferentes valores de sucção ($u_a - u_w$) medidos na ruptura. A determinação de tal parâmetro está representada no espaço s' versus t , conforme mostrado na Equação 29.

$$\chi = \frac{1}{2} \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{(u_a - u_w)} = \frac{t}{(p_w - p_a)} \quad (\text{Eq. 39})$$

onde:

$$t = \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3) \quad (\text{Eq. 39a})$$

$$s' = \frac{1}{2}(\sigma'_1 + \sigma'_3) = \frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3) - u \quad (\text{Eq. 39b})$$

$$p_w = \frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3) - u_w \quad (\text{Eq. 39c})$$

$$p_a = \frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3) - u_a \quad (\text{Eq. 39d})$$

Conforme indicado na Figura 17, resultados de ensaios realizados em uma areia silto-compactada indicaram haver uma boa relação entre o parâmetro χ e a sucção.

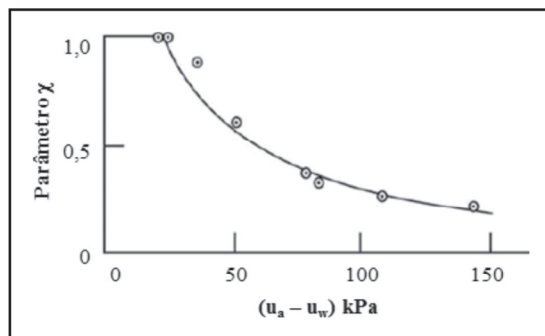


Figura 17 – Determinação de χ a partir de resultados de compressão simples ($\sigma_3 = u_a$), para diferentes valores de sucção medidos na ruptura (adaptado de Blight, 2013)

CONCLUSÕES

Neste capítulo mostra-se que propostas compreendendo o emprego de conceitos de tensões efetivas ou de variáveis de tensão no desenvolvimento de equações de resistência em solos não saturados resultam, ao final, em resultados similares. A validade da envol-tória de resistência em presença de variações dos diferentes parâmetros envolvidos, em particular no caso de solos tropicais, é discutida.

Ensaio específicos para a determinação dos parâmetros requeridos são especializados e ainda pouco empregados na prática geotécnica. São, entretanto, apresentadas várias alternativas à determinação de tais parâmetros, permitindo que efeitos da não saturação na resistência de solos possam ser avaliados, de forma preliminar, em projetos de engenharia.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem a Thiago Carnavale pelo apoio na preparação das figuras constantes neste capítulo, preparado com o apoio do CNPq e da FAPERJ na forma de bolsas.

REFERÊNCIAS

- ABRAMENTO, M. & CARVALHO C.S. (1989). Geotechnical parameters for study of natural slopes instabilization at Serra do Mar, Brazil. 12th Int Conf. on Soil Mech. and Found. Engn. Rio de Janeiro, v. II, pp.1599-1602.
- AITCHINSON, G.D. (1961). Relationship of moisture and effective stress functions in unsaturated soils. Conf. on Pore Pressure and Suction in Soils. Butterworths, London, pp. 47-52.
- ALONSO, E.E.; GENS, A. & JOSA, A (1990). A constitutive model for partially saturated soils. *Geotechnique*, 40(3): 405-430.

- ANTUNES, F.S., ROCHA, J.C.S. & ANDRADE, M.H.N. (1994). A geological-geotechnical study of soils/rocks involved in mass movements in a forested area of Rio de Janeiro, Brazil. 7th Int. Congress IAEG, Lisboa, Oliveira, O. et al editors: A.A Balkema/ Rotterdam/Brookfield, pp. 2169-2176
- BAO, C., GONG, B., AND ZHAN, L. (1998). Properties of unsaturated soils and slope stability of expansive soils. 2nd International Conference on Unsaturated Soils (UNSAT 98), Beijing, v. II, pp. 71-98.
- BISHOP, A.W. (1959). The principle of effective stress. *Tecknisk Ukeblad*, 106(39): 859-863
- BISHOP, A.W.; ALPAN, I; BLIGHT, G.E. & DONALD, I.B (1960). Factors controlling the shear strength of partly saturated cohesive soils. Conf. on Shear Strength of Cohesive Soils. Univ. of Colorado, Boulder, pp. 503-532.
- BISHOP, A.W. & BLIGHT, G.E. (1963). Some aspects of effective stress in saturated and partly saturated soils. *Géotechnique*, 13: 177-197
- BLIGHT, G. E. (2013). Unsaturated soil mechanics in geotechnical practice. CRC Press, Taylor & Francis Group, 606 p.
- BROOKS, R.H. & CONEY, A.T. (1964). Hydraulics properties of porous media – Colorado State Univ. Hydrol. Paper nº 3 (March), 27 p.
- CAMPOS, L.E.P. (1997). Comunicação pessoal
- CARRILLO, C.W. (1993) Resistência ao cisalhamento dos solos coluvionares e residuais não saturados da Vista Chinesa, RJ. Dissertação de Mestrado, DEC/PUC-Rio, 159 p.
- CARRILO, C.W. E DE CAMPOS, T.M.P. (1994). Influência da sucção na resistência ao cisalhamento de solos coluvionares e residuais da Vista Chinesa – RJ. X COBRAMSEF, Foz do Iguaçu, Paraná, v. III, pp. 873-880.
- CARRILLO C.W; FONSECA. E.C. E DE CAMPOS, T.M.P (1994). Equipamento de cisalhamento direto com sucção controlada – 2º Simpósio sobre Solos Não Saturados. UFPE, Recife, PE, Vol. 1, pp. 67-77.
- CHAMAS, R. (1976). Estudo da estabilidade de um talude natural em solo residual de migmatito da rodovia RJ-20. Dissertação de Mestrado, DEC/PUC-Rio.
- CRONEY, D.; COLEMAN, J.D. & BLACK, W.P.M. (1958). Movement and distribution of water in relation to highway design and performance. Highway Research Board Special Report no. 40, Washington.

DE CAMPOS, T.M.P. (1974). Resistência ao Cisalhamento de solos residuais micáceos. Dissertação de Mestrado, DEC/PUC-Rio.

DE CAMPOS, T.M.P. (1988). Instrumentação especial em ensaios triaxiais. Anais do Simpósio sobre Novos Conceitos em Ensaios de Campo e Laboratório em Geotecnia, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, Vol. 1, pp. 29-55.

DE CAMPOS, T.M.P.; AGUILLAR, S.S & VARGAS JR., E.A. (1991). Testing and modelling of a porous unsaturated clay. IX PanAmerican Conf. on S.M.F.E, Viña del Mar, Chile, Vol. 1, pp. 63-76.

DE CAMPOS, T.M.P. & CARRILLO C.W. (1995). Direct shear testing on an unsaturated soil from Rio de Janeiro. Unsaturated Soils, ed. Alonso and Delage, 1st Int. Conf. on Unsaturated Soils, Paris, Balkema, Vol. 1, pp. 31-38.

DE CAMPOS, T.M.P.; DELGADO, C.C.; TIBANA, S.; AGUILLAR, S.A.S & FONSECA, E.C. (1992). Determinação da curva característica de sucção em laboratório – 1ª Conferência Brasileira sobre Estabilidade de Encostas - 1º COBRAE - Vol. III. pp. 853-851.

DE CAMPOS, T.M.P. & VARGAS JR., E.A. (1991). Estudos de solos não-saturados: desenvolvimentos recentes na PUC-Rio. Anais do Simpósio Sobre Solos Não- Saturados. UnB, Brasília, pp. 109-136.

DRUMRIGHT, E.E. & NELSON, J.D. (1995). The shear strength of unsaturated tailings sand. Unsaturated Soils. ed. Alonso and Delage. Proc. Ist Int. Conf. on Unsaturated Soils, Paris, Balkema, Vol. 1, pp. 45-50.

ESCÁRIO, V. & SÁEZ, J. (1986). The shear strength of partly saturated soils. Geotechnique, 36 (3): 453-456.

ESCÁRIO, V. & SÁEZ, J. (1987). Shear strength of partly saturated soils versus suction. 6th Int. Conf. on Expansive Soils, New Delhi, Índia. Pp. 602-605.

FONSECA, E.C. (1991). Ensaio de cisalhamento direto com sucção controlada em solos não saturados. Dissertação de Mestrado. DEC/PUC-Rio, 173p

FONSECA, E.C.; CAMPOS, L.E.P.; PRESA, E.P. & MACHADO, S.L. (1994). Ensaios triaxiais de estágios múltiplos com controle da sucção em solos residuais de granulito. Anais do 2º Simpósio sobre Solos Não Saturados, UFPE, Recife, pp. 45-51.

FREDLUND, D.G. (1973) Volume change behavior of unsaturated soils. Ph.D. Thesis, Univ. of Alberta.

FREDLUND, D.G. & MORGENSTERN, N.R. (1977). Stress state variables for unsaturated soils. *Proc. An. Soc. Civ. Engrs.* 103, GTS, 447-466.

FREDLUND, D.G.; MORGENSTERN, N.R. & WIDGER, R.A. (1978). The shear strength of unsaturated soils. *Can. Geotech. J.*, 15 (3): 313 – 321.

FREDLUND, D.G.; RAHADJO, H. & GAN, J.K.M. (1987). Non-linearity of strength envelope for unsaturated soils. *Proc. 6th Int. Conf. of Expansive Soils*, New Delhi, Vol. 2, pp. 49-54.

FREDLUND, D.G. & RAHADJO, H. (1993). *Soil Mechanics for Unsaturated soils*. John Wiley & Sons, Inc, 517 p.

FREDLUND, D.G. & XING, A. (1994). Equations for the soil-water characteristic curve. *Can. Geotech J.* 31: 521-532.

FREDLUND, D.G.; VANAPALLI, S.K.; XING, A. & PUFAHL, D.E. (1995). Predicting the shear strength function for unsaturated soils using the soil-water characteristic curve. *Unsaturated Soils*, ed. Alonso and Delage, *Proc. 1st Int. Conf. on Unsaturated Soils*, Paris, Balkema, Vol. 1, pp. 63-69.

FREDLUND, D.G.; ANGING XING; FREDLUND, M.D & BARBOUR, S.L. (1996). The relationship of the unsaturated soil shear strength to the soil-water characteristic curve. *Can. Geotech. J.*, 32: 440-448.

FREDLUND, D.G. (2006). Unsaturated soil mechanics in engineering practice, The 2005 Terzaghi Lecture: *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, Vol. 132, No. 3, pp. 286-321.

FREDLUND, D.G.; RAHADJO, H. & FREDLUND, M.D. (2012). *Unsaturated Soil Mechanics for Engineering Practice*. John Wiley & Sons, Inc, 926 p.

GOH, S. G., RAHARDJO, H., AND LEONG, E. C. (2010). Shear strength equations for unsaturated soil under drying and wetting, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, Vol. 136, No. 4, pp. 594-606.

HILF, J. W. (1956). An investigation of pore-water pressures in compacted cohesive soils. Ph.D. Thesis, Denver, Colorado.

HORN, H.M. & DEERE, D.U. (1962). Frictional characteristics of minerals. *Géotechnique* 12: 319-335.

IGNATIUS, S.G.; TOGNON, A.A.; SAAD, A.M. & CARVALHO, C.S. (1991). Ensaios geotécnicos em solos não-saturados no Instituto de Pesquisas Tecnológicas - IPT, SP, anais do Simpósio Sobre Solos Não-Saturados, UnB, Brasília, pp. 50-70.

JENNINGS, J.E.B. (1961). A revised effective stress law for use in the prediction of the behavior of unsaturated soils. Conf. on Pore Pressure and Suction in Soils. London: Butterworths, pp. 26-30.

JENNINGS, J.E.B. & BURLAND, J.B. (1962). Limitations to the use of effective stresses in partly saturated soils. *Géotechnique* 12: 125-144.

JUCÁ, J.F.T. & FRYDMAN, S. (1996). Experimental techniques. State of the art report. Unsaturated Soils, ed. Alonso and Delage, Proc. 1st Int. Conf. on Unsaturated soils, Paris, Balkema, Vol. 3, pp. 1237-1292.

KHALILI, N., AND KHABBAZ, M. H. (1998). A unique relationship for χ for the determination of the shear strength of unsaturated soils, *Geotechnique*, Vol. 48, No. 5, pp. 681-687.

LAMBE, T.W. & WHITMAN, R.V. (1969). *Soil Mechanics*. Wiley & Sons: New York, 553p.

LAMBORN, M.J. (1986). A micromechanic approach to modeling partly saturated soils. MSc thesis, Texas A&M University, College Station, Texas.

LYTTON, R.L. (1996). Foundations and pavements on unsaturated soils. Unsaturated Soils, ed. Alonso and Delage, Proc. 1st Int. conf. on Unsaturated soils, Paris Balkema, Vol.3, pp. 1201-1220.

MACIEL, I.C.Q. (1991). Aspectos microestruturais e propriedades geomecânicas de um perfil de solo residual de gnaiss facoidal. Dissertação de Mestrado, DEC/PUC-Rio. 183p.

MARINHO, F. A. M. (1997). Medição de sucção em solos. Anais do 3º Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados, ÑSAT'97, Rio de Janeiro-RJ, pp. 373-397.

MITCHELL, J.K. (1993). *Fundamentals of Soil Behavior*. 2nd. Edition – John Wiley & Sons, Inc, 437 p.

OBERG, A-L. & SALLFORS, G. (1995). A rational approach to the determination of the shear strength parameters of unsaturated soils. Unsaturated Soils, ed. Alonso and Delage. Proc. 1st Int. Conf. on Unsaturated Soils, Paris, Balkema, vol. 1, pp. 151-158.

OLIVEIRA, O.M. (2004). Estudo sobre a resistência ao cisalhamento de um solo residual compactado não saturado. Tese de doutorado, EPUSP, 330p.

RASSAM, D. W., AND COOK, F. J. (2002). Predicting the shear strength envelope of unsaturated soil, *Geotechnical Testing Journal*, ASTM, Vol. 28, pp. 215-220.

RIDLEY, A.M. E BURLAND J.B.(1993). A new instrument for the measurement of soil moisture suction. *Géotechnique* 43(2), 321-324.

ROHM, S.A. AND VILAR, O.M. (1995). Shear strength of an unsaturated sandy soil. *Unsaturated Soils*, ed. Alonso and Delage., Proc. 1st Int. Conf. on Unsaturated Soils, Paris, Balkema, Vol. 1, pp. 189-193.

ROWE, P.W. (1962). The stress-dilatancy relation for static equilibrium of an assembly of particles in contact. *Proc. Of the Royal Society*, Vol.A269, pp 500-527

SERAPHIN, L.A. (1974). Algumas observações geotécnicas de um corte de solo residual da Guanabara. Dissertação de Mestrado, DEC/PUC-Rio.

SKINNER, A.E. (1969). A note on the influence of interparticle friction on the shearing strength of a random assembly of spherical particles. *Géotechnique* 19: 105-157.

SRIDHARAN, A.; RAO, A.S. & MAKAN, S. (1983). Shear strength behavior of expansive clays. *Proc. 7th Asian Conf. Soil Mech. and Found. Engr.*, Haifa, Vol. 1: 80-83, Haifa: Taligraph Ltd.

SWENEY, D.J. & ROBERTSON, P.K. (1982). Stope stability in residual soils in Hong Kong - *Can. Geot. J.*, V. 19, pp. 521-525.

TAYLOR, D.W. (1948). *Fundamentals of Soil Mechanics*, John Wiley & Sons, New York, 700p.

TERZAGHI, K. (1936). The shear resistance of saturated soils. *Proc. 1st Int. Conf. Soil Mech. Found. Engr.*, Cambridge, MA, Vol.1: 54-56.

TOLL, D.G. (1990). A framework for unsaturated soil behavior. *Géotechnique* 40 (1): 31-44.

VANAPALLI, D.G.; FREDLUND, D.G.; PUFAHL, D.E. & CLIFTON, A.W. (1996). Model for the prediction of shear strength with respect to soil suction. *Can. Geotech J.*33: 379-392.

VILAR, O. M. (2006). A simplified procedure to estimate the shear strength envelope of unsaturated soil, *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 43, pp.1088-1095.

WHEELER, S.J. & SIVAKUMAR, V. (1995). An elastoplastic critical state framework for unsaturated soil. *Géotechnique*: 45(1), 35-53.