

## Resistência de solos argilosos saturados

### 1. Resistência de argilas saturadas normalmente adensadas.

Um depósito de argila formou-se por sedimentação no fundo de um lago. Hoje o NA mantém-se um pouco acima da superfície do terreno durante a maior parte do ano, apenas ocasionalmente ficando cerca de 3 m abaixo da superfície. Ensaios edométricos (de compressão confinada) de amostras retiradas de 5 m e de 10 m de profundidade indicaram que o depósito é normalmente adensado. A partir de amostras extraídas de 1 m e de 3 m de

ensaio	tipo	profundidade da amostra (m)	tensão geostática com NA na superfície (kPa)	pressão confinante constante (kPa)	$\left(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}\right)_{rupt}$ (kPa)
1	UU	1	5	5	7,0
2	CU	1	5	5	5,0
3	CU	3	15	15	3,5
4	CU	3	15	20	6,5
5	CU	3	15	40	13,0
6	CU	3	15	60	19,5
7	CD	3	15	20	14,0
8	CD	3	15	40	28,0
9	CD	3	15	60	42,0

profundidade foram moldados corpos de prova submetidos aos ensaios de compressão triaxial convencional indicados na tabela, com os resultados também ali indicados.

- 1.1. Comece por examinar os ensaios 7 a 9. Observe que há uma proporcionalidade. Determine o ângulo de atrito do material.

Sugestão: trace a linha  $\left(\frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2}\right)_{rupt}$  vs.  $\left(\frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2}\right)_{rupt}$  para obter a linha  $K_f$  (melhor ajustar uma reta a vários pontos do que a múltiplas tangências a círculos de Mohr); essa linha faz um ângulo  $\alpha$  com o eixo das abscissas; depois utilize a relação  $\tan \alpha = \sin \phi$  (Fig. 14.9 do CSP) para determinar o ângulo de atrito.

Para começar, você deve saber demonstrar, em um gráfico exemplo, a relação entre a linha  $K_f$  (em laranja no gráfico) e a envoltória de resistência (em verde no gráfico). Ambas constituem **formas alternativas** de representar o **mesmo critério de resistência** (Mohr-Coulomb); a primeira delas é muito mais simples para o ajuste a dados experimentais

Todas as tensões são efetivas, por se tratar de ensaio CD, mas obviamente  $\left(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}\right)$  é sempre igual a  $\left(\frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2}\right)$ . A proporcionalidade entre  $\left(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}\right)_{rupt}$  e a tensão de adensamento do ensaio ( $\sigma'_3$ ), mencionada no enunciado, é verificada experimentalmente para argilas normalmente adensadas: indica que a envoltória deve passar pela origem (similarmente ao que acontece com as areias puras). A resistência é garantida pelo atrito.  $\phi' \cong 24,3^\circ$ .

- 1.2. Examine a proporcionalidade que também aparece nos ensaios 4 a 6.

Novamente é constante a relação entre  $\left(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}\right)_{rupt}$  e  $\sigma'_3$ . Notar que a tensão de confinamento é efetiva, por se tratar de ensaio CU: a fase de preparo é "C", de "consolidated", isto é, com drenagem, adensada. Só que na fase de ruptura, que é "U", de "undrained", surgem sobrepressões neutras e as tensões aplicadas deixam de ser efetivas. Por isso é que neste ensaio dá-se preferência à relação de  $\left(\frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2}\right)_{rupt}$  com  $\sigma'_3$  e não com  $\left(\frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2}\right)_{rupt}$ .

- 1.3. Qual teria sido  $\left(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}\right)_{rupt}$  de um ensaio CU convencional, com confinante de 30 kPa.

Considerando a proporcionalidade, teria sido de 9,75 kPa.

- 1.4. Suponha que após o adensamento sob 30 kPa a drenagem fosse impedida e o confinamento fosse aumentado para 60 kPa, seguindo-se aumento da tensão axial até a ruptura, tudo sem drenagem.

Qual seria o valor de  $\left(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}\right)_{rupt}$  ?

O índice de vazios não mais variou depois do adensamento sob 30 kPa, devido à drenagem impedida. Somente a sobrepressão neutra pode variar para acomodar as variações impostas ao estado de tensão total (aumento de  $\sigma_3$  até 60 kPa, seguido de aumento de  $\sigma_1$  até a ruptura). Não variando o índice de vazios, não variam as forças intergranulares, não varia o atrito, não varia a resistência. Portanto  $\left(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}\right)_{rupt} = 9,75$  kPa.

Após o adensamento sob 30 kPa a tensão total de confinamento passou a 60 kPa, mas poderia ter passado a 10, ou 20, ou 90 ou 200 kPa e em todos os casos a resistência não drenada seria sempre de 9,75 kPa, desde que não permitida a drenagem após o adensamento sob 30 kPa, pelas razões expostas (índice de vazios constante).

Esse é o valor de resistência não drenada **associado ao adensamento sob 30 kPa**. É comum representar essa resistência não drenada pelo **critério de Tresca**: uma reta, paralela ao eixo das tensões normais, passando por  $\tau = s_u$  (neste caso,  $s_u = 9,75$  kPa).

- 1.5. A relação entre a resistência não drenada  $\left[ s_u = \left( \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \right)_{rupt} \right]$  e a tensão de pré-adensamento é denominada razão de resistência ( $RR$ ). Qual o valor de  $RR$  desse solo?

$$RR = \frac{s_u}{\sigma_3'} = 0,325$$

- 1.6. Você sabe que  $\left( \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \right) = \left( \frac{\sigma_1' - \sigma_3'}{2} \right)$  (de maneira geral e, em particular, em situação de ruptura). Sabe também que na ruptura o ponto  $\left( \frac{\sigma_1' - \sigma_3'}{2} \right)$  está sobre a linha  $K_f$ , o que equivale ao círculo de Mohr tangenciar a envoltória de resistência. Qual o valor da pressão neutra na ruptura ( $u_{rupt}$ ) no corpo de prova do ensaio CU com  $\sigma_3' = 30$  kPa?

Grafica ou analiticamente,  $u_{rupt} \cong 16,1$  kPa.

- 1.7. Mesma pergunta para o ensaio em que, após adensamento sob  $\sigma_3' = 30$  kPa, o corpo de prova foi levado, sem drenagem, a  $\sigma_3 = 60$  kPa, e em seguida rompido, também sem drenagem.

Como já visto, a resistência não drenada é a mesma do ensaio anterior, o que implica tensões efetivas idênticas na ruptura e, portanto  $u_{rupt} \cong 16,1 + (60 - 30) \cong 46,1$  kPa.

- 1.8. Segundo raciocínio baseado em  $RR$ , qual deveria ter sido  $\left( \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \right)_{rupt}$  do ensaio 3? Por que não foi atingida a resistência prevista?

Deveria ser  $RR \times \sigma_3' \cong 4,88$  kPa. O valor medido foi menor (3,5 kPa) porque a amostra, no laboratório, não é mais idêntica ao elemento de solo no campo. Ao ser retirada do campo, levada para o laboratório e manuseada para constituir o corpo de prova, a amostra sofre pelo menos dois efeitos, ambos tendendo a reduzir a resistência: a inevitável redução das tensões totais e o amolgamento (perda de estrutura), causado também pelo transporte e manuseio. A tensão efetiva (média, pelo menos) poderia, em princípio, ter sido mantida por pressões neutras negativas (sucção), mas o fato é que sempre ocorre uma certa perda de saturação e, conseqüentemente, alívio de tensões efetivas e aumento do índice de vazios. Além disso, no ensaio CU o corpo de prova é inicialmente saturado na fase de preparo, com a conseqüente eliminação das pressões neutras negativas e aumento do índice de vazios, seguindo-se o confinamento drenado e adensamento sob tensão efetiva de 15 kPa; nessas condições o corpo de prova não assume mais nem a estrutura nem o índice de vazios que tinha no campo sob 15 kPa, resultando resistência menor. É por essa razão que, quando se utilizam **ensaio CU** para a determinação do valor de  $RR$  (ensaios 4, 5 e 6), aplicam-se **tensões de adensamento bem superiores às tensões de campo** (o ensaio 4 já começa com 20 kPa); esse procedimento ajuda a **reduzir os efeitos da amostragem sobre  $RR$** .

- 1.9. Segundo raciocínio baseado em  $RR$ , qual deveria ter sido  $\left( \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \right)_{rupt}$  do ensaio 2? Por que para este corpo de prova foi obtida uma resistência superior à prevista?

Deveria ser  $RR \times \sigma_3' \cong 1,63$  kPa (ou menor, segundo o raciocínio da questão 1.8!). O valor medido foi maior (5,0 kPa). Resistência maior significa, necessariamente, mais atrito, menor índice de vazios. O solo a 1 m de profundidade deve, portanto, ter um índice de vazios menor do que aquele que corresponde ao peso de terra acima dele (diferentemente do que acontece com o solo a maiores profundidades). Deve ter sofrido carregamentos superiores ao geostático, de peso de terra (5 kPa). Deve estar, portanto, sobre-adensado ( $OCR > 1$ ). De fato, o enunciado esclarece que há oscilações, de curta duração, do nível d'água até 3 m abaixo da superfície do terreno. Nessas ocasiões surgem, por capilaridade, pressões neutras negativas (da ordem de -20 kPa a 1 m de profundidade), com acréscimo de tensões efetivas e, portanto, adensamento sob essas tensões e redução de índice de vazios. É o ressecamento superficial, traduzido em trincamento na superfície do solo argiloso exposta ao sol e à evaporação.

No gráfico esboça-se uma **curva** tracejada azul que corresponde às resistências do solo sobre-adensado ( $OCR > 1$ ). Observa-se que essa curva se situa acima da reta tracejada azul, correspondente ao solo normalmente adensado; o acréscimo de resistência, medido na vertical de qualquer tensão normal efetiva, é exatamente devido ao menor índice de vazios do solo sobre-adensado (confirmar examinando curva  $e$  vs.  $\log \sigma$  do ensaio de adensamento). A curva tracejada azul é frequentemente aproximada por uma reta, de acordo com o intervalo de tensões normais de interesse. Essa reta, representativa da resistência não drenada de solos argilosos com  $OCR > 1$ , não passa pela origem; apresenta um intercepto, ao contrário do que acontece com a reta que representa os solos argilosos com  $OCR = 1$ .

- 1.10. Examine os ensaios 1 e 2 para explicar a diferença de resistência não drenada encontrada.

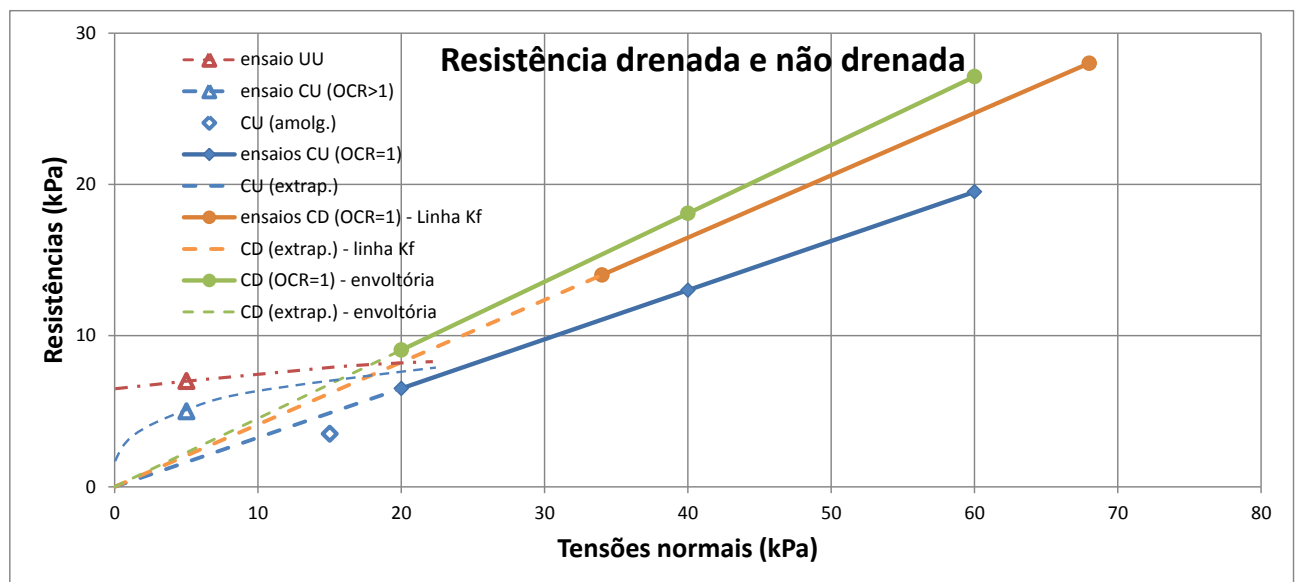
O ensaio 2 é um ensaio CU, em que o corpo de prova é inicialmente saturado na fase de preparo, com a conseqüente eliminação das pressões neutras negativas desenvolvidas na amostragem e aumento do índice de vazios, seguindo-se o confinamento drenado e adensamento sob tensão efetiva de 5 kPa (como se discutiu na questão 1.9, valor inferior à máxima tensão já experimentada pelo solo a 1 m de profundidade). O solo é adensado na câmara de ensaio sob 5 kPa, tendo sido previamente adensado sob tensão mais elevada ( $OCR > 1$ ).

O ensaio 1 é um ensaio UU, em que não ocorre nem saturação nem adensamento. Eventuais pressões neutras negativas surgidas na amostragem não são eliminadas no ensaio. O índice de vazios do corpo de prova tenderia a ser parecido com aquele que ele tinha no campo, mas é sempre maior por causa dos

efeitos do amolgamento e da perda de saturação na amostragem, no transporte e na manipulação. Em condições perfeitas (irrealizáveis!) a resistência medida seria aquela correspondente ao índice de vazios do campo, decorrente de uma tensão de pré-adensamento desconhecida (neste caso provocada por peso de terra e pressões neutras negativas das oscilações do nível d'água).

Suponha-se, só para argumentar, que o solo a 1 m de profundidade tenha sido adensado (por peso de terra e pressões neutras negativas) sob tensão (efetiva!) de 25 kPa. Sua resistência não drenada deveria ser, portanto,  $RR \times 25 \cong 8,1$  kPa. O valor medido (7,0 kPa) refletiria as importantes perdas de amostragem e, claro, a incerteza quanto ao valor da tensão de pré-adensamento (que a rigor não é perfeitamente conhecida). Quanto maior a tensão total de confinamento aplicada no ensaio UU, menores serão os efeitos da perda de saturação pós-amostragem. No gráfico esboça-se uma curva tracejada vermelha que corresponde aos resultados que seriam obtidos em ensaios UU dessa mesma amostra sob outras tensões normais (totais) de confinamento. Para tensões normais crescentes essa curva tende à horizontal (critério de Tresca) correspondente à resistência não drenada ( $s_u$ ) associada à tensão de pré-adensamento da amostra. Devido a essas incertezas e a outros efeitos (relacionados à velocidade do ensaio), vem-se tornando menos comum, na prática, a utilização do ensaio UU para a determinação da resistência não drenada dos solos argilosos saturados, dando-se preferência a:

- Ensaio CU para determinação de  $RR$ , combinados com investigação para melhor determinação da tensão de pré-adensamento (ou, o que é equivalente, da OCR);
- Ensaio de campo, em especial o ensaio de palheta ("vane"), discutido na próxima coleção.



## 2. Amostragem e resistência não drenada (ensaios UU)

Uma amostra indeformada da argila do exercício anterior foi cuidadosamente extraída 10 m abaixo do nível do terreno (coincidente com o NA). Admite-se que o terreno tenha em média, até essa profundidade, peso específico de  $15 \text{ kN/m}^3$ .

- Estime o estado de tensão (efetiva) da amostra no terreno. Para a estimativa das tensões normais horizontais admita que o solo seja normalmente adensado.

Jaky, aplicado com alguma liberalidade a argilas normalmente adensadas:  $K_0 \cong 1 - \sin \phi' \cong 0,6$

No terreno, portanto:

$$\begin{bmatrix} 50 & 0 & 0 \\ 0 & 30 & 0 \\ 0 & 0 & 30 \end{bmatrix}$$

- Supondo que, graças à sucção, a amostra pudesse não sofrer nenhuma variação volumétrica ao ser extraída do terreno, estime quais seriam a pressão neutra e o estado de tensão da amostra após a extração.

Como após a amostragem (subscrito  $d$ ) as três tensões totais são nulas:  $\sigma_{1,d} + \sigma_{2,d} + \sigma_{3,d} = 0$ , o que implica  $\sigma'_{1,d} + u_d + \sigma'_{2,d} + u_d + \sigma'_{3,d} + u_d = 0$ .

A solução trivial dessa equação seria  $\sigma'_{1,d} = \sigma'_{2,d} = \sigma'_{3,d} = u_d = 0$ .

Se assim fosse, a variação sofrida pelas tensões efetivas seria (antes  $\Rightarrow$  subscrito  $a$ ):  $\sigma'_{1,d} - \sigma'_{1,a} = \Delta\sigma'_1 = -50$  e, da mesma forma,  $\Delta\sigma'_2 = \Delta\sigma'_3 = -30$ .

Como para um comportamento elástico linear a variação volumétrica seria dada por:  $\varepsilon_v = \frac{(1-2\nu')}{E'} \times$

$(\Delta\sigma'_1 + \Delta\sigma'_2 + \Delta\sigma'_3)$

haveria claramente um aumento de volume ( $\varepsilon_v < 0$ ).

A variação volumétrica só pode ser nula, portanto, se:  $3u_d = -(\sigma'_{1,d} + \sigma'_{2,d} + \sigma'_{3,d}) = -(\sigma'_{1,a} + \sigma'_{2,a} + \sigma'_{3,a})$ , isto é  $u_d \cong -36,7$  kPa.

## Resistência de solos argilosos saturados

Nesta situação ideal o estado de tensão completo (total = efetiva + neutra) seria portanto:

$$\begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 36,7 & 0 & 0 \\ 0 & 36,7 & 0 \\ 0 & 0 & 36,7 \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} -36,7 & 0 & 0 \\ 0 & -36,7 & 0 \\ 0 & 0 & -36,7 \end{bmatrix}$$

2.3. Admitida essa amostragem "ideal", quais seriam os resultados de ensaios do tipo UU, com pressões confinantes de 20 e de 80 kPa?

Ensaio UU: não adensado (U = "unconsolidated"), não drenado (U="undrained"), portanto amostra com índice de vazios correspondente a  $\sigma'_3 = 36,7$  kPa  $\Rightarrow s_u = RR \times \sigma'_3 \cong 11,9$  kPa

para qualquer valor de pressão total confinante (em particular para  $\sigma_3 = 20$  kPa e para  $\sigma_3 = 80$  kPa).

Cuidado! Essa amostragem "ideal" não é factível: a amostra sempre sofre amolgamento, a saturação não se mantém, a sucção se reduz, o índice de vazios aumenta, a resistência não drenada diminui. No mundo real a resistência não drenada do ensaio UU sob 20 kPa seria bem inferior a 11,9 kPa e mesmo sob 80 kPa poderia não atingir o valor teórico acima (observe a curva tracejada azul da figura e releia os comentários da questão 1.10).

### 3. Resistência de argilas saturadas sobre-adensadas

Quatro ensaios CD convencionais foram realizados com corpos de prova de um certo solo argiloso saturado.

Obs.: não imagine que no mundo real os ensaios de laboratório são tão bem comportados quanto fariam supor os números da tabela; tenha sempre em mente os resultados obtidos nas suas próprias experiências no LMS.

ensaio	pressão confinante constante (kPa)	$\left(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}\right)_{rupt}$ (kPa)
1	30	55
2	100	85
3	200	150
4	400	300

3.1. Observe que para esses 4 ensaios não há mais a proporcionalidade que havia nos ensaios (também CD) 7 a 9 do exercício 1. Utilize seus conhecimentos de adensamento de solos argilosos para justificar a existência de dois comportamentos distintos.

Comportamento de solo normalmente adensado (acima de cerca de 200 kPa) e comportamento de solo sobre-adensado para tensões menores.

3.2. Determine a envoltória de resistência desse solo, identificando cada um dos trechos.

Trecho OCR=1:  $\phi' = 25,38^\circ$ .

Trecho OCR>1:  $c' = 30,9$  kPa e  $\phi' = 17,46^\circ$ .

Se considerada a linha  $K_f$  (Fig. 14.9 do CSP):

Trecho OCR=1:  $\alpha' = 23,20^\circ$ .

Trecho OCR>1:  $a' = 29,5$  kPa e  $\alpha' = 16,70^\circ$ .

3.3. Uma amostra desse solo foi submetida a um ensaio convencional CU com pressão confinante de 105 kPa. Neste ensaio observou-se  $\left(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}\right)_{rupt} = 70$  kPa. Calcule a pressão neutra na ruptura ( $u_{rupt}$ ).

$\left(\frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2}\right)_{rupt} = 175$  kPa, portanto no domínio sobre-adensado  $\Rightarrow$  envoltória do trecho OCR>1  $\Rightarrow$

$\Rightarrow \left(\frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2}\right)_{rupt} = 135$  kPa e, portanto,  $u_{rupt} = 40$  kPa.

### 4. Exemplo de aplicação das resistências drenada e não drenada em problemas práticos

Pretende-se construir um aterro extenso de 10 m de largura e 4,5 m de altura, com peso específico de 19 kN/m<sup>3</sup>, sobre argila mole a média saturada, com NA à superfície.

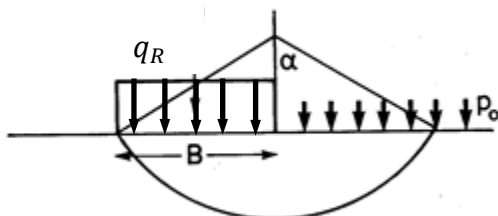
A **resistência não drenada** da argila em questão é aproximadamente constante com a profundidade (diferente, portanto, da situação do exercício 1) e vale  $s_u = 25$  kPa. Seu peso específico, aproximadamente constante, é da ordem de 15 kN/m<sup>3</sup>. Sua envoltória de resistência (em tensões efetivas, portanto) tem os seguintes parâmetros:  $c' = 14$  kPa e  $\phi' = 21^\circ$ . (resistência em kPa:  $s = 14 + \sigma' \tan 21^\circ$ ).

Os modelos que permitem relacionar a resistência do solo à segurança desse tipo de obra (e de outros) serão estudados em breve. Adiantam-se aqui dois desses modelos.

Cargas de ruptura

Para solicitação não drenada:  $q_R = (\pi + 2)s_u + p_0$  (com  $\alpha \cong 67^\circ$ )

Para solicitação drenada:  $q_R = c'N_c + p_0N_q + 0,5\gamma BN_\gamma$ , com  $N_c = 15,81$ ,  $N_q = 7,07$ ,  $N_\gamma = 3,42$  para  $\phi' = 21^\circ$



4.1. Calcule a sollicitação  $q$  (carga aplicada pelo aterro).

$$q = 19 \times 4,5 = 85,5 \text{ kPa}$$

4.2. Calcule o fator de segurança associado à superfície crítica de ruptura indicada, nas seguintes situações:

4.2.1. sollicitação de curto prazo (não drenada);

A mera substituição na fórmula de sollicitação não drenada leva a  $q_R = 128,5 \text{ kPa}$

$$F = q_R/q \cong 1,50$$

4.2.2. sollicitação de longo prazo (drenada).

A mera substituição na fórmula de sollicitação drenada leva a:  $q_R = 221,34 + 0 + 85,5 = 306,84 \text{ kPa}$

$$F = q_R/q \cong 3,60$$

Situação usual: o momento mais crítico de um aterro sobre solo mole é o final da construção (curto prazo).