



Mecânica dos Solos Avançada e Introdução a Obras de Terra

Mecânica dos Solos Avançada e Introdução a Obras de Terra

Marcio Fernandes Leão

Guilherme Vinicius Coelho de Paiva

© 2018 por Editora e Distribuidora Educacional S.A.

Todos os direitos reservados. Nenhuma parte desta publicação poderá ser reproduzida ou transmitida de qualquer modo ou por qualquer outro meio, eletrônico ou mecânico, incluindo fotocópia, gravação ou qualquer outro tipo de sistema de armazenamento e transmissão de informação, sem prévia autorização, por escrito, da Editora e Distribuidora Educacional S.A.

Presidente

Rodrigo Galindo

Vice-Presidente Acadêmico de Graduação e de Educação Básica

Mário Ghio Júnior

Conselho Acadêmico

Ana Lucia Jankovic Barduchi

Camila Cardoso Rotella

Danielly Nunes Andrade Noé

Grasiele Aparecida Lourenço

Isabel Cristina Chagas Barbin

Lidiane Cristina Vivaldini Olo

Thatiane Cristina dos Santos de Carvalho Ribeiro

Revisão Técnica

André Baltazar Nogueira

Bárbara Nardi Melo

Editorial

Camila Cardoso Rotella (Diretora)

Lidiane Cristina Vivaldini Olo (Gerente)

Elmir Carvalho da Silva (Coordenador)

Leticia Bento Pieroni (Coordenadora)

Renata Jéssica Galdino (Coordenadora)

Dados Internacionais de Catalogação na Publicação (CIP)

L437m Leão, Marcio Fernandes
Mecânica dos solos avançada e introdução a obras de terra / Marcio Fernandes Leão, Guilherme Vinicius Coelho de Paiva. – Londrina : Editora e Distribuidora Educacional S.A. 2018.
224 p.
ISBN 978-85-522-1148-8

1. Tensões no solo. 2. Resistência ao cisalhamento. 3. Estruturas de contenção. I. Leão, Marcio Fernandes. II. Paiva, Guilherme Vinicius Coelho de. III. Título.

CDD 624

Thamiris Mantovani CRB-8/9491

2018

Editora e Distribuidora Educacional S.A.

Avenida Paris, 675 – Parque Residencial João Piza

CEP: 86041-100 – Londrina – PR

e-mail: editora.educacional@kroton.com.br

Homepage: <http://www.kroton.com.br/>

Sumário

Unidade 1 Tensões no solo	7
Seção 1.1 - Tensões geostáticas	9
Seção 1.2 - Capilaridade nos solos	25
Seção 1.3 - Tensões verticais devido às cargas aplicadas na superfície	40
Unidade 2 Deformações verticais	59
Seção 2.1 - Deformações devidas a carregamentos verticais - por ensaios e pela Teoria da Elasticidade	61
Seção 2.2 - Deformações devidas a carregamentos verticais - adensamento	77
Seção 2.3 - Teoria do adensamento	94
Unidade 3 Estado de tensões e critérios de ruptura	113
Seção 3.1 - Resistência ao cisalhamento	115
Seção 3.2 - Critério de resistência	131
Seção 3.3 - Ensaio para determinação da resistência	147
Unidade 4 Obras de terra	167
Seção 4.1 - Estabilidade de Taludes	169
Seção 4.2 - Empuxos de terra	186
Seção 4.3 - Estruturas de arrimo, escavações e túneis	204

Palavras do autor

Muito se questiona em relação à classificação da engenharia como uma ciência exata, na geotecnia este questionamento é ainda mais enfático, afinal admitimos incertezas na utilização do solo como material de construção, uma vez que usamos modelos simplificados para representar a realidade. Embasando-se nesta informação, podemos aceitar que o comportamento dos maciços terrosos, bem como o dimensionamento das obras de terra, é uma questão de controle de riscos e tomada de decisão sob condições de incerteza.

Um geotécnico pode ser comparado a um médico: da mesma forma que sintomas como febre e tosse indicam a possibilidade de diversas doenças, mas não define exatamente qual é, o levantamento de poucas características de um solo podem dar uma ideia inicial do seu comportamento, mas não são suficientes para defini-los adequadamente, e somente após a execução de ensaios mais detalhados poderemos melhorar nosso conhecimento acerca de suas particularidades e, assim, dimensionar e executar a obra com economia e segurança.

Na Unidade 1 estudaremos as tensões no solo, perceberemos que no momento da aplicação da carga o solo se deforma, causando variações em seus índices de vazios e, conseqüentemente, modifica sua forma e volume; perceberemos que cada tipo de solo se comporta de maneira singular; teremos conhecimento completo das tensões que atuam no maciço terroso; estudaremos também as questões relacionadas com a capilaridade nos solos; iremos constatar que a mesma água que ocasiona contração também promove a expansão dos maciços terrosos; e, por fim, iremos estudar o comportamento dos solos em relação a cargas externas, como na fundação de um prédio ou na base de um leito estradal. Assim, serão apresentados parâmetros para que ao final de nossos estudos tenhamos adquirido um profundo conhecimento da interação água e solo.

Na Unidade 2 será dado o enfoque para as deformações, que são causadas principalmente pelo carregamento externo, estudaremos parâmetros e teorias importantes que orientam o comportamento de cada solo, quando solicitado por cargas externas, e ainda serão

detalhados os principais tipos de ensaios que nos permitem prever os recalques de maneira adequada.

Na terceira unidade, estudaremos os critérios de ruptura, além de conhecer os principais ensaios e testes laboratoriais que nortearão nossas decisões. Iremos entender e perceber as diferenças entre as considerações de diversos estudos teóricos, estando apto ao final da unidade a escolher qual melhor se aplicará na resolução dos nossos problemas cotidianos.

Na quarta e última unidade utilizaremos os conhecimentos obtidos nas unidades anteriores e os aplicaremos em situações práticas, veremos conceitos como estabilidade de taludes, empuxos de terra e estruturas de arrimo. Ao final, estaremos aptos a realizar dimensionamento racional destas incríveis estruturas.

A qualidade do conhecimento que será obtido depende muito do seu engajamento, não se limite aos conceitos apresentados neste livro e em sala de aula, procure informações e tenha curiosidade para que você possa colher ótimos frutos.

Tensões no solo

Convite ao estudo

Diversas são as tensões que atuam em maciços terrosos. Elas podem ser geradas pelo próprio peso do solo ou por causa de aplicações de cargas externas, por exemplo, as fundações de uma edificação. Pode ser gerada ainda por alívios causados pelo processo de escavação, assim, é fundamental entender o comportamento dos maciços de solo quando solicitados por estas tensões ou alívios.

Nesta unidade ainda perceberemos e verificaremos que as tensões variam de acordo com a profundidade do solo e a influência dos acréscimos de pressão podem exceder a área de projeção. Estudaremos também a capilaridade, pois trata-se de um fenômeno que interfere diretamente no comportamento dos solos.

O conhecimento do comportamento dos solos permitirá que você entenda como ocorre a distribuição das tensões nos maciços terrosos e o funcionamento do “bulbo de pressão”, desta forma, estará apto a realizar um dimensionamento adequado dos mais diversos tipos de fundações e obras de terra.

Uma edificação é por definição uma construção com o objetivo de abrigar e possibilitar as atividades humanas. Acima do nível do solo são construídas as estruturas da edificação, elas absorvem as cargas e transmitem ao solo os esforços, garantindo assim a segurança da edificação.

Facilmente podemos perceber que o solo é o responsável por receber as cargas de qualquer edificação, independentemente do porte, tipo ou funcionalidade.

Imaginemos agora que sua empresa foi contratada para a execução de um galpão para a implantação de uma indústria de laticínios em uma cidade de médio porte.

A execução desta obra movimentará a economia da cidade trazendo para si grande interesse da população local, uma vez que se tem grande expectativa de geração de empregos e renda na região, por isso, todos esperam com ansiedade o início dos trabalhos.

A obra do galpão prevê um subsolo que será destinado à produção e estocagem de vários produtos derivados do leite, cuja escavação terá profundidade de três metros. Será construída uma câmara fria especial para estocar os queijos de exportação. Você deverá analisar as tensões no solo antes e depois da construção.

Vamos, agora, iniciar nossos estudos sobre as tensões nos solos, conhecimento primordial para a formação do engenheiro civil.

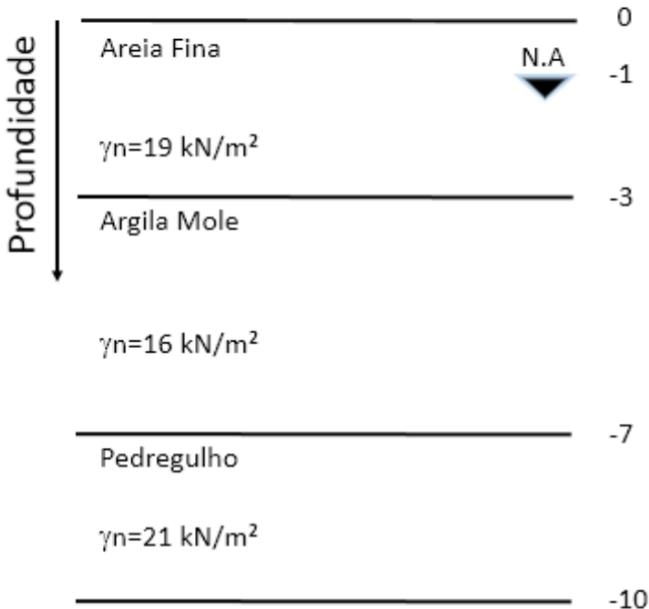
Seção 1.1

Tensões geostáticas

Diálogo aberto

Durante os estudos preliminares, você verificou que a construção de nossa edificação (indústria de laticínios) aplicará uma grande carga sobre o terreno da fundação, a sondagem demonstra a composição do terreno na figura a seguir.

Figura 1.1 | Perfil do solo



Fonte: adaptada de Pinto (2006, p.100).

Logicamente, este solo deverá ser competente para receber as tensões da edificação. As escavações para a implantação da câmara fria, cuja profundidade será de três metros, podem modificar as tensões presentes no solo? Como? O que é pressão neutra? Como ela pode influenciar na construção de nossa estrutura? Com base

no conceito de tensões efetivas, desenhe um gráfico no qual as abscissas tenham o valor das tensões e as coordenadas indiquem a profundidade do solo, comparando *poropressão versus* tensão devida ao peso próprio *versus* tensão efetiva em nossa construção (tente utilizar o MS-Excel para a elaboração do gráfico). Por fim, utilizando os conceitos das pressões geostáticas (poropressão e peso próprio), compare as tensões efetivas antes e depois das escavações do subsolo.

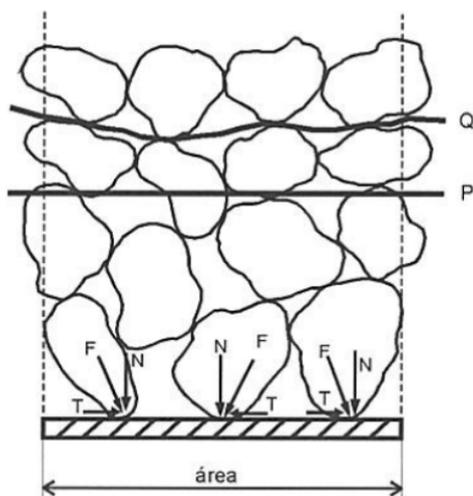
Não pode faltar

Tensões devidas ao peso próprio do solo

O solo é composto por partículas sólidas (os grãos), água e ar (que preenchem os vazios), assim, podemos considerá-lo como um meio particulado. As tensões nos solos são transmitidas grão a grão, sendo que parte delas são suportadas pela água existente nos vazios. É importante termos em mente que as transmissões das cargas são feitas pelo contato grão a grão, ou seja, em áreas muito pequenas em relação à área total.

É necessário, então, que seja feita uma simplificação, que Pinto (2006, p.95) representa na figura a seguir.

Figura 1.2 | Esquema de contato entre grãos para definição de tensões



Fonte: Pinto (2006, p. 95).

Observando a figura esquemática, podemos concluir que:

Para as tensões normais:

$$\sigma = \frac{\sum N}{\text{área}}$$

Para as tensões cisalhantes:

$$\sigma = \frac{\sum T}{\text{área}}$$



Lembre-se

Tensão normal é aquela que age sempre perpendicularmente à superfície.

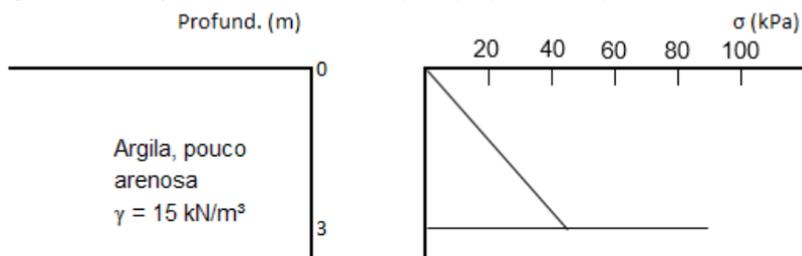
Tensão cisalhante é um tipo de tensão gerada pela aplicação de forças paralelas à superfície.

Assim como nos cálculos estruturais, as pressões ou tensões geradas pela ação do peso próprio dos solos não podem ser esquecidas ou simplesmente desconsideradas, uma vez que têm valores significativos.

Hachich et al. (1996, p. 71) demonstraram a importância da determinação das tensões ao peso próprio para o dimensionamento das fundações, em paralelo a isto e no mesmo sentido Cruz (1996, p. 118) relatou a importância de determinar as pressões geostáticas (devidas ao peso próprio) para a realização de obras que utilizam o solo como principal matéria-prima.

Ao considerarmos que nosso terreno tem superfície plana, podemos facilmente entender que o peso próprio varia de acordo com sua profundidade e que as pressões que atuam em um plano horizontal são normais a este plano. A figura a seguir demonstra a variação do peso próprio com a profundidade.

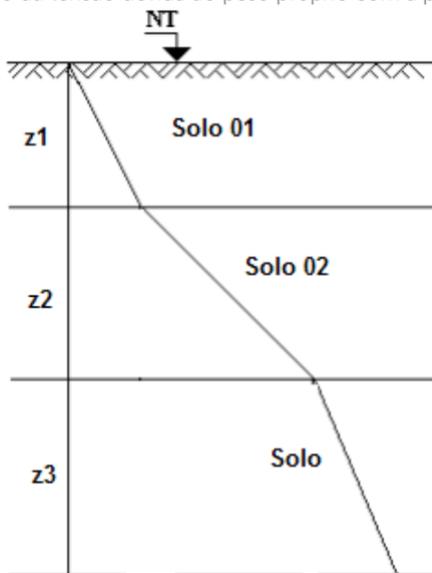
Figura 1.3 | Variação da tensão devida ao peso próprio com a profundidade



Fonte: adaptada de Hachich et al. (1996, p. 71).

Ocorre, porém, que nossos solos são formados por várias camadas, assim, as pressões geostáticas são definidas pela somatória das tensões devida ao peso próprio de cada um dos solos, vejamos na figura a seguir.

Figura 1.4 | Variação da tensão devida ao peso próprio com a profundidade



Fonte: elaborada pelo autor.

Perceba que as pressões geradas pelo solo 1 se transferem integralmente para o solo 2, enquanto as tensões geradas pelo solo 2 são transmitidas totalmente para o solo 3.

Se mantermos nossa consideração de que a superfície do terreno é horizontal, podemos definir numericamente a tensão gerada pelo peso próprio do solo pela expressão:

$$\sigma = \gamma \times Z$$

Onde:

γ é o peso específico do solo.

z é a profundidade da determinação.

$$\sigma = \gamma_{sat} \times Z$$

Importante: quando abaixo do NA (nível da água) utilizamos o peso específico saturado ou γ_{sat} , portanto:

$$\sigma = \gamma_{sat} \times Z$$



Exemplificando

Considere que para a construção da fundação de uma ponte em concreto armado realizou-se a sondagem do terreno, no qual não foi encontrado o nível de água e obteve-se os seguintes resultados apresentados na Figura 1.5.

Figura 1.5 | Resultados da sondagem

Areia Fina	0
$\gamma_n=19 \text{ kN/m}^2$	
Argila Mole	-3
$\gamma_n=17 \text{ kN/m}^2$	
Pedregulho	-6
$\gamma_n=20 \text{ kN/m}^2$	
	-11

Fonte: elaborada pelo autor.

A tensão devida ao peso próprio na superfície do solo é igual a zero, uma vez que não há massa de solo.

A tensão varia, então, linearmente da cota 0 até a cota -3 m, em que assume o valor de 57 kPa, vejamos a seguir:

$$\sigma = \gamma \times z$$

$$\sigma = 19 \times 3 = 57 \text{ kPa}$$

A tensão parte de 57 kPa na profundidade -3 m e atinge o valor de 108 kPa na profundidade -6 m, vejamos:

$$\sigma = 57 + (\gamma \times z)$$

$$\sigma = 57 + (17 \times 3) = 108 \text{ kPa}$$

Finalmente partimos de 108 kPa na profundidade -6 m e com uma variação linear a profundidade em -11 m atinge o valor de 208 kPa:

$$\sigma = 108 + (\gamma \times z)$$

$$\sigma = 108 + (20 \times 5) = 208 \text{ kPa}$$

Vejamos graficamente na figura a seguir.

Figura 1.6 | Tensões devido ao peso próprio (geostáticas)



Fonte: elaborada pelo autor.

Pressão da água

A análise da pressão da água no solo, também chamada de poropressão ou pressão neutra, é fundamental para o entendimento

do comportamento das pressões internas de um maciço terroso. Pinto (2006, p. 98) descreveu que independentemente do índice de vazios, a pressão da água só depende de sua profundidade. Assim, a poropressão que representamos pela letra u é a relação entre a altura do nível d'água na profundidade considerada multiplicada pelo seu peso específico, que é de 10 kN/m^2 :

$$U = Z_{\text{água}} \times \gamma_{\text{água}}$$



Refleta

Quando carregamos um objeto dentro de uma piscina, o empuxo nos faz sentir o objeto mais leve. Imagine agora este efeito nas partículas de solo, elas também se tornam mais leves?

Tensão efetiva

Com o conhecimento das tensões devidas ao peso próprio do solo e considerando as variáveis da poropressão, Terzaghi (1943) chegou à conclusão de que a tensão efetiva é obtida subtraindo a poropressão das tensões devidas ao peso próprio, assim:

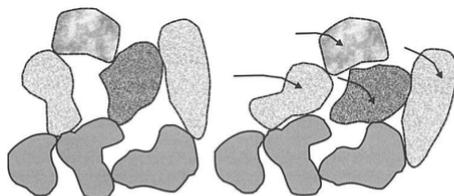
$$\sigma' = \sigma - u$$



Assimile

Efeitos como compressão, cisalhamento ou distorções ocorrem nos maciços de terra por causa das variações de tensões efetivas. Sendo o solo um meio particulado, suas deformações causam principalmente a mudança de volume e forma, que resultam no deslocamento relativo das partículas, vejamos a representação esquemática na figura a seguir.

Figura 1.7 | Deformação do solo como consequência do deslocamento de partículas



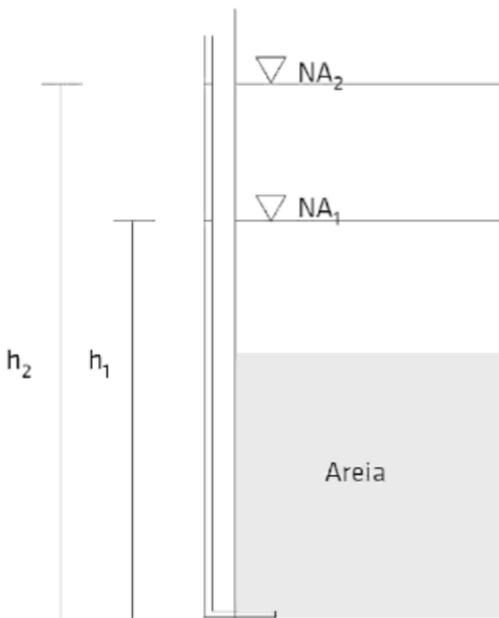
Fonte: Pinto (2006, p. 98).

Quando a água que está presente nos vazios do solo encontra-se sob a ação da gravidade, ela, por ser um fluido, interage com cada grão de solo de maneira independente, aplicando pressões em todos os sentidos, que quando somadas dão uma resultante nula. É exatamente por isto que podemos chamar a pressão da água de pressão neutra, afinal ela não promove movimentação dos grãos, tampouco modifica a estrutura do solo. Verifiquemos ainda que por se propagar de maneira idêntica em todas as direções a tensão da água ocorre nos planos verticais e horizontais.

Fiori e Carmignani (2009) tentaram explicar a questão da pressão neutra pela realização de um experimento prático: utilizou-se de um recipiente com base ligada a um piezômetro (dispositivo utilizado para medir a pressão de fluidos), mantendo a areia submersa, e então variou a altura da coluna d' água que pressionava o solo.

A experiência permitiu verificar que a estrutura da areia se mantinha inalterada independentemente de a coluna d' água estar sobre o solo, caracterizando então uma pressão "neutra". Vejamos a seguir a ilustração deste experimento.

Figura 1.8 | Pressão neutra

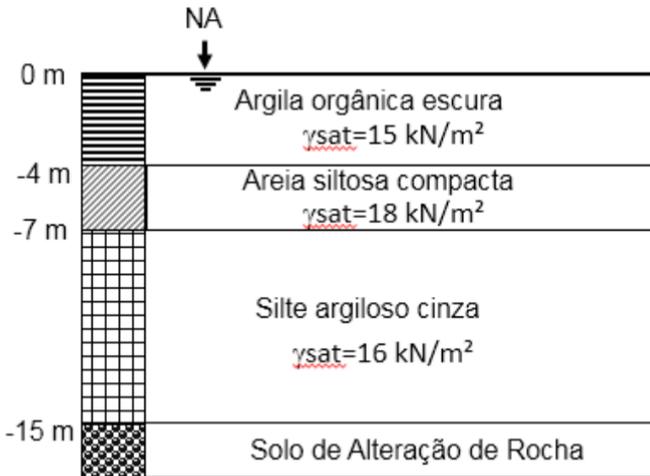


Fonte: Fiori; Carmignani (2009, p. 59).

Vejamos agora um exemplo numérico da aplicação do conceito de tensão efetiva em nossa vida prática.

A Figura 1.9 representa o perfil de solo obtido em uma campanha de sondagem, observe que o nível da água coincide com a superfície do terreno.

Figura 1.9 | Perfil de solo obtido



Fonte: elaborada pelo autor.

Vejamos então como ficam as tensões no final da primeira camada, cota -4:

$$\text{Tensão devida ao peso próprio: } \sigma = 15 \times 4 = 60 \text{ kPa} .$$

$$\text{Poropressão: } \sigma = 10 \times 4 = 40 \text{ kPa} .$$

$$\text{Tensão efetiva: } \sigma = 60 - 40 = 20 \text{ kPa} .$$

Agora como ficam as tensões no final da segunda camada, cota -7:

$$\text{Tensão devida ao peso próprio: } \sigma = 60 \text{ kPa} + (18 \times 3) = 114 \text{ kPa} .$$

$$\text{Poropressão: } \sigma = 10 \times 7 = 70 \text{ kPa} .$$

$$\text{Tensão efetiva: } \sigma = 114 - 70 = 44 \text{ kPa} .$$

Por fim, como ficam as tensões na, cota -15:

Tensão devida ao peso próprio:

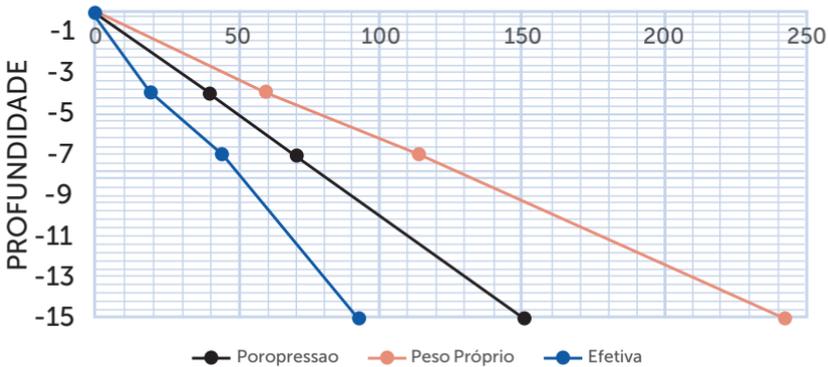
$$\sigma = 114 \text{ kPa} + (16 \times 8) = 242 \text{ kPa}$$

Poropressão: $\sigma = 10 \times 15 = 150 \text{ kPa}$.

Tensão efetiva: $\sigma = 242 - 150 = 92 \text{ kPa}$.

Vejamos agora a representação gráfica:

Figura 1.10 | Diagrama de tensões (kPa)



Fonte: elaborada pelo autor.



Pesquise mais

Uma leitura interessante para estes e outros assuntos que envolvem mecânica dos solos e obras de terra é o capítulo a seguir.

ORTIGÃO, J. A. R. Tensões iniciais nos solos. In: _____. **Introdução à mecânica dos solos dos estados críticos**. 3. ed. Rio de Janeiro: Terratek, 2007. Disponível em: <<http://terratek.com.br/wp-content/uploads/2014/07/2007-Ortigao-J-A-R-Mecanica-dos-solos-dos-estados-criticos-3a-ed.pdf>>. Acesso em: 28 maio 2018.

Sem medo de errar

Voltemos agora a nossa obra, em que os ensaios nos apresentaram o perfil de solo demonstrado na Figura 1.1. Após nossos estudos sobre a tensão dos solos, percebemos que o nível de água presente a um metro de profundidade pede que apliquemos o conceito de tensões geostáticas, neutras e efetivas.

Sem dúvidas, quando realizamos qualquer tipo de escavação, as escavações para a implantação da câmara fria irão modificar as tensões geostáticas, relacionadas com o peso próprio, e as efetivas, que têm o peso próprio como parcela componente. As escavações irão causar alívio no subsolo, diminuindo a tensão. Podemos perceber isto no quadro a seguir.

Quadro 1.1 | Tensões geostáticas antes e depois da escavação

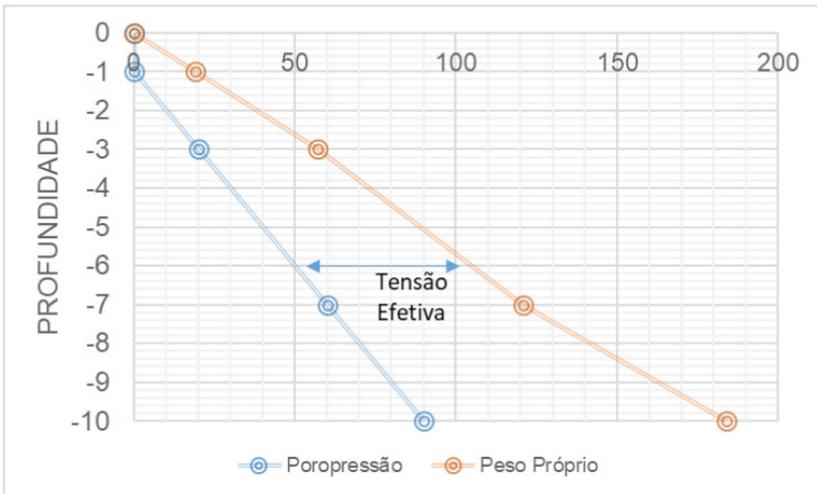
Profundidade (m)	Pressões geostáticas (kPa)	
	Antes da escavação	Depois da escavação
0	0	0
-3	57	0
-7	121	64
-10	184	127

Fonte: elaborado pelo autor.

A pressão neutra, que também é chamada de poropressão ou pressão da água, depende exclusivamente de sua profundidade ou do nível de água no terreno e ocorre quando não há fluxo, podemos neste caso considerar o peso específico da água como sendo 10 kN/m^3 . O nosso perfil de solo mostra que a poropressão se inicia com 1 m de profundidade e varia linearmente até 10 m de profundidade (limite de nossa sondagem), chegando a um valor, nesta cota, de 90 kPa.

Graficamente podemos representar poropressão *versus* tensão devida ao peso próprio *versus* tensão efetiva antes da nossa construção. Vejamos na figura a seguir:

Figura 1.11 | Tensões no solo (kPa)



Fonte: elaborada pelo autor.

Vamos considerar agora a realização da escavação da câmara fria. Por necessidade executiva teremos de realizar um rebaixamento do nível da água, já que não é possível escavar abaixo do nível d'água e este está acima da cota do piso do local de implantação da câmara, ou seja, três metros de profundidade. Vejamos a aplicação das equações para a profundidade máxima.

Antes da escavação (valores em kPa):

$$\sigma = 184$$

$$u = 90$$

$$\sigma' = 184 - 90 = 94$$

Após a escavação e rebaixamento do lençol freático até a cota -3 m (valores em kPa):

$$\sigma = 127$$

$$u = (10 - 3) \times 10 = 70$$

$$\sigma' = 127 - 70 = 57$$

Avançando na prática

Alteamento da barragem de Vau Açu

Descrição da situação-problema

Uma importante empresa mineradora está expandindo suas atividades na exploração de minério de ferro. A exploração mineral é uma atividade muito degradante ao meio ambiente, assim é necessário que estruturas sejam construídas para que os finos gerados nesta exploração (também chamados de sedimentos) não sejam carreados pela chuva até as calhas dos rios, causando assoreamento e outros problemas de cunho ambiental.

Para esta contenção, a mineradora tem a barragem de sedimentos Vau Açu, que foi construída utilizando-se como principal material de construção a argila compactada, com peso específico de 16 kN/m^3 . Ocorre que para a expansão é necessário aumentar a altura da barragem (altear) em 10 metros, e para este alteamento foi disponibilizado uma argila siltosa vermelha, com peso específico de 18 kN/m^3 .

Sabendo-se que a barragem hoje tem altura máxima de 30 metros, antes de implantar a obra é necessário que você determine a pressão máxima que o maciço aplica hoje sobre o solo de fundação, o acréscimo de tensão causado pelo alteamento e a tensão final do maciço após o alteamento.

Resolução da situação-problema

Inicialmente podemos calcular a tensão que o maciço atual aplica no solo de fundação, vejamos:

$$\sigma_0 = 16 \text{ kN} / \text{m}^3 \times 30 \text{ m}$$

$$\sigma_0 = 480 \text{ kPa}$$

O segundo passo é calcular o acréscimo de tensão gerado pelo alteamento:

$$\Delta\sigma = 18 \text{ kN} / \text{m}^3 \times 10 \text{ m}$$

$$\Delta\sigma = 180 \text{ kPa}$$

Por fim, a tensão final que será solicitada do solo de fundação é:

$$\Delta\sigma = 180 \text{ kPa}$$

$$\sigma_f = 480 \text{ kPa} + 180 \text{ kPa}$$

$$\sigma_f = 660 \text{ kPa}$$

Faça valer a pena

1. O solo é formado pelas partículas sólidas e vazios que são ocupados por ar ou água, por isso podemos considerar o solo como um meio particulado. As três principais tensões que atuam no solo são as tensões geostáticas, a pressão neutra e a tensão efetiva.

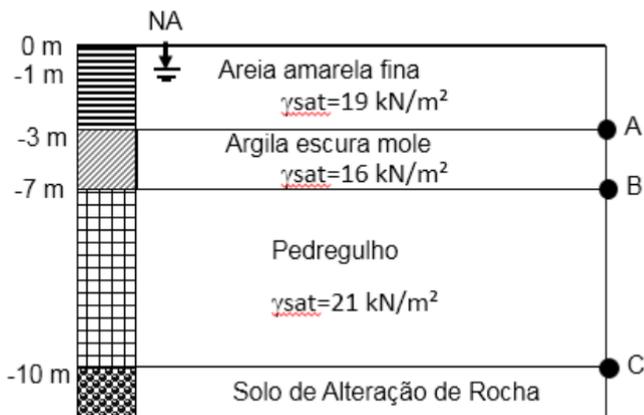
Assinale a alternativa que descreve corretamente a transmissão de tensão no solo.

- a) As tensões nos solos são transmitidas grão a grão, sendo ainda parte delas suportadas pela água existente nos vazios.
- b) As tensões nos solos são transmitidas grão a grão, o ar e a água existente nos vazios não conferem suporte.
- c) As tensões nos solos são transmitidas grão a grão, sendo que a maior parte das tensões são suportadas pelo ar e pela água existente nos vazios.
- d) As tensões nos solos são transmitidas grão a grão, em áreas muito grandes em relação à área total.

e) As tensões nos solos não são transmitidas grão a grão, a água constante nos vazios do solo representa a pressão neutra que anula as cargas externas.

2. É de vital importância a determinação das tensões ao peso próprio para que possamos realizar a correta utilização do solo como material de construção, bem como realizar o dimensionamento das fundações. Para a realização desta questão, observe a figura a seguir:

Figura | Perfil do solo



Fonte: elaborada pelo autor.

Considere o peso específico da água igual a 10 kN/m^3 .

Assinale a alternativa correta.

- a) A tensão geostática no ponto B é 121 kPa .
- b) A tensão devida ao peso próprio é maior no ponto A porque à medida que a pressão neutra aumenta a tensão devida ao peso próprio diminui.
- c) A tensão devida ao peso próprio no ponto C é igual a 63 kPa .
- d) A poropressão no ponto C é 184 kPa .
- e) A tensão devida ao peso próprio só é percebida até o NA.

3. O estudo das tensões atuantes no solo permite que percebamos efeitos como compressão, cisalhamento ou distorções que podem ocorrer nos maciços de terra. Como o solo é um meio particulado, suas deformações ocorrem de maneiras diferentes de alguns materiais largamente usados na engenharia civil, como concreto ou aço.

Assinale a alternativa que descreve corretamente as deformações percebidas no solo.

- a) As deformações no solo causam principalmente mudança de volume e forma, que resultam no deslocamento relativo das partículas.
- b) As deformações no solo são lineares, causam mudança de volume, porém a forma é mantida, uma vez que as partículas não se deslocam.
- c) As deformações no solo são lineares, causam mudança de forma, porém o volume é mantido, uma vez que as partículas não se deslocam.
- d) As deformações no solo não são lineares, causam mudança de forma, porém o volume é mantido, uma vez que as partículas não se deslocam.
- e) As deformações no solo não são lineares, causam mudança de volume, porém a forma é mantida, uma vez que as partículas não se deslocam.

Seção 1.2

Capilaridade nos solos

Diálogo aberto

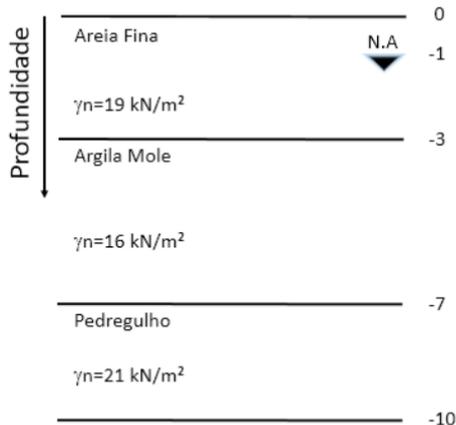
Na seção anterior estudamos as tensões geostáticas e trabalhamos um importante conceito: o de tensão efetiva, que nada mais é do que a subtração da poropressão pela tensão devida ao peso próprio.

É importante também que relembremos a todo o momento que o solo é um meio particulado, formado por grãos e vazios, e que a água ocupa parte destes vazios.

Nesta seção veremos o conceito de capilaridade e buscaremos entender como esta característica influi no comportamento dos solos.

Lembre-se de que você foi contratado para realizar a construção de um galpão que irá servir a uma indústria de laticínios e que no momento de análise dos ensaios você percebeu que o perfil do solo local mostra que a edificação deverá ser construída em local com presença de água (Figura 1.12). É importante, portanto, que você defina as técnicas que deverão ser utilizadas para a realização dos trabalhos nestas condições.

Figura 1.12 | Perfil do solo



Fonte: adaptada de Pinto (2006, p. 100).

Para possibilitar a escavação do subsolo até a cota -3 m será utilizado rebaixamento de lençol freático e escoras provisórias. Uma das etapas para o dimensionamento do escoramento é a análise dos efeitos do rebaixamento do nível d'água, mesmo que temporário, no maciço. Vamos então aos principais pontos de reflexão.

Quais fatores da capilaridade devem ser analisados?

Como será o efeito da capilaridade neste solo?

Com um estudo aprofundado do comportamento do solo você garantirá a segurança da escavação e dos trabalhadores.

Não pode faltar

Estrutura da água

A água é um elemento fundamental em nossa vida, trazendo consigo uma infinidade de propriedades e particularidades, sejam elas físicas, químicas ou biológicas. Além disso, ela está presente em praticamente todos os processos da engenharia.

No solo isto não é diferente. A água modifica consideravelmente as propriedades do maciço terroso e por isso influencia consideravelmente o dimensionamento das obras de terra ou as estruturas de fundação que descarregam sua carga no solo.

A presença ou ausência de água no solo influencia parâmetros importantes, como o efeito da sucção, coesão ou mesmo a estrutura do solo.

A capacidade que a água tem de modificar as propriedades do solo tem ligação direta com sua estrutura molecular, que é formada pelo arranjo assimétrico dos três átomos que constituem sua molécula, formando um "V", conforme demonstrado na Figura 1.13:

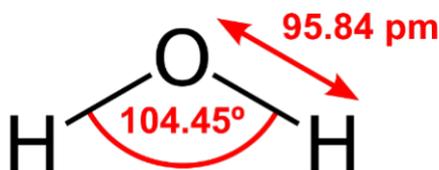


Figura 1.13 |

Fonte: <https://upload.wikimedia.org/wikipedia/commons/b/b7/H2O_2D_labelled.svg>. Acesso em: 2 abr. 2018.

A água é polarizada por causa de sua constituição molecular, ou seja, possui carga negativa na proximidade do oxigênio e positiva próximo aos hidrogênios.

O fenômeno da polaridade faz que as moléculas de água estejam ligadas às moléculas vizinhas, e isto explica diversos fenômenos, como seu relativo alto ponto de ebulição e a atração por íons eletrostaticamente carregados.

Especificamente para a mecânica dos solos, argilas negativamente carregadas irão atrair a água pelo carregamento positivo do hidrogênio. Esta atração, conforme veremos, contribuirá para o fenômeno de capilaridade, que estudaremos mais adiante.

Tensão superficial

A tensão superficial que podemos definir como uma espécie de membrana que divide a água do ar também pode influenciar o comportamento dos solos, este fenômeno fica mais perceptível nas interações entre água e ar.

O valor da tensão superficial a uma temperatura ambiente média (20 °C) é de aproximadamente 73 N/mm², e apesar de parecer pequena é consideravelmente maior do que as de outros líquidos, conforme descrito no quadro a seguir.

Quadro 1.2 | Tensões superficiais

Líquido	Tensão superficial (20°C) N/mm
Álcool etílico	22
Acetona	24
Benzeno	29
Azeite de oliva	33
Glicerina	63
Água	73

Fonte: elaborado pelo autor.

Veremos a seguir que a tensão superficial também influencia nos fenômenos da capilaridade.

Capilaridade

Define-se como capilaridade o movimento da água que ocorre de maneira ascendente, sendo ocasionada por duas forças distintas:

- A tensão superficial da água.
- A atração da água em superfícies sólidas.

Quando posicionamos um tubo na água, ela naturalmente subirá por ele, e quanto mais delgado ele for, maior a altura de ascensão.

Isto ocorre porque existe atração entre a água e a superfície do tubo, ao mesmo tempo a água não se desagrega, ou seja, as moléculas se mantêm unidas por causa das forças de coesão. As moléculas de água subirão pelo tubo capilar até que ocorra o equilíbrio de seu peso e da diferença de pressão, criando neste ponto um menisco.

A altura atingida pela ascensão capilar é inversamente proporcional ao raio do tubo. Ela também está condicionada à densidade do líquido, mas para os principais problemas que envolvem mecânica dos solos podemos considerar que o líquido é a água a uma temperatura de 20 °C, assim podemos calcular a ascensão capilar pela equação a seguir:

$$h = \frac{0,15}{r}$$

Onde:

h é a altura da ascensão capilar (em cm).

r é o raio do tubo (em cm).

Considere que a tensão superficial da água a 20 °C é de 0,073 N/m² (PINTO, 2006).



Assimile

Em nosso dia a dia é fácil encontrar evidências que comprovem a tensão superficial da água, basta que sejam observados fenômenos como a formação de gotas ou a movimentação de insetos sobre a superfície da água.

Figura 1.14 | Inseto sobre a superfície da água



Fonte: <<https://brasilescola.uol.com.br/quimica/tensao-superficial-agua.htm>>. Acesso em: 29 maio 2018.

A água capilar no solo

Os vazios no solo são relativamente pequenos, porém estão conectados, e mesmo que isto ocorra de maneira irregular podemos considerá-los como tubos capilares.

Ao se colocar a água em contato com solo seco, esta, por capilaridade, ocupará os vazios dos solos até uma altura que varia de acordo com o diâmetro dos espaços vazios.



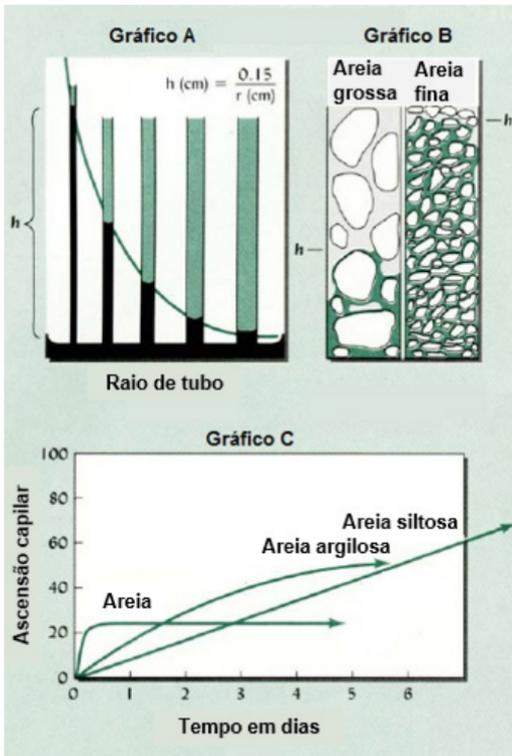
Refleta

O conceito de capilaridade é claro quando define que a altura atingida pela água é inversamente proporcional ao diâmetro do tubo capilar. Apenas com esta informação é possível estimar em que tipo de solo os efeitos da capilaridade serão mais sentidos?

Pinto (2006) relatou que há uma altura máxima de ascensão capilar e que esta depende da ordem de grandeza dos vazios e das suas partículas. Percebe-se, portanto, que em terrenos pedregulhos a altura não é maior que alguns centímetros, em solos arenosos de um a dois metros, e em terrenos argilosos podem chegar a dezenas de metros.

A Figura 1.15 faz uma relação muito interessante sobre capilaridade: o gráfico A demonstra a equação da capilaridade em relação ao diâmetro dos tubos capilares; o gráfico B compara a ascensão capilar em dois solos arenosos; enquanto o gráfico C demonstra que quanto mais fino o solo, menor o diâmetro médio dos tubos capilares e, por isso, maior será a ascensão capilar, mas por causa da maior força de atrito em solos mais finos esta ascensão demora mais a ocorrer.

Figura 1.15 | Comparações ascensão capilar



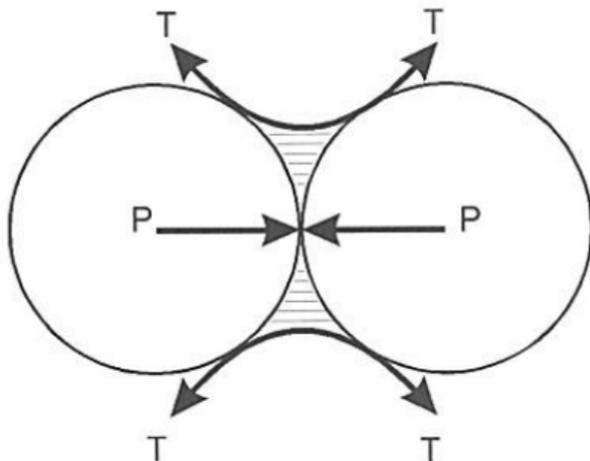
Fonte: adaptada de Vesic (1972).

Temos como hábito ilustrar e explicar o fenômeno da capilaridade de forma ascendente, porém é importante que entendamos que o movimento gerado pela capilaridade pode ocorrer em qualquer direção, afinal podem ser formados meniscos tanto na horizontal como na vertical.

Meniscos capilares

A água presente nos vazios do solo está situada nos contatos entre os grãos e não tem comunicação com o lençol freático, vejamos a representação na Figura 1.16.

Figura 1.16 | Tensão capilar em água suspensa



Fonte: Pinto (2006, p. 106).

Observando a figura podemos perceber o que foi constatado por Pinto (2006, p. 106): Quando existe um menisco capilar, a água se encontra em uma pressão inferior a atmosférica, fazendo que a tensão superficial (T) provoque uma força (P) que aproxima as partículas. Desta forma, a tensão superficial da água aumenta a tensão efetiva, conferindo ao solo o que chamamos de “coesão aparente”, que simplesmente desaparece no caso do solo se saturar ou secar.



Exemplificando

Em uma praia sempre é possível ver crianças brincando com a areia, realizando esculturas e construindo castelos. A propriedade que permite que os solos sejam moldados é a coesão, que, como sabemos, é uma propriedade dos solos argilosos. Como, então, podemos moldar as areias?

Quando hidratamos os solos arenosos de maneira a promover a "coesão aparente", podemos moldar também os solos arenosos, permitindo que realizemos as famosas esculturas na areia. Estas esculturas são desfeitas naturalmente pelo processo de secagem ou saturação das areias.

A modificação de comportamento causada pela coesão aparente é mais significativa em solos arenosos, uma vez que secam ou se saturam rapidamente. Nas argilas este fenômeno tende a ser mais estável por causa da dificuldade deste tipo de solo em perder ou adquirir umidade.



Atenção

Solos arenosos têm facilidade em perder ou adquirir água por causa do tamanho (diâmetro) dos seus vazios e pelo formato das partículas sólidas, em contrapartida, os solos argilosos, por terem vazios de menor diâmetro, têm maior dificuldade em ganhar ou perder umidade.

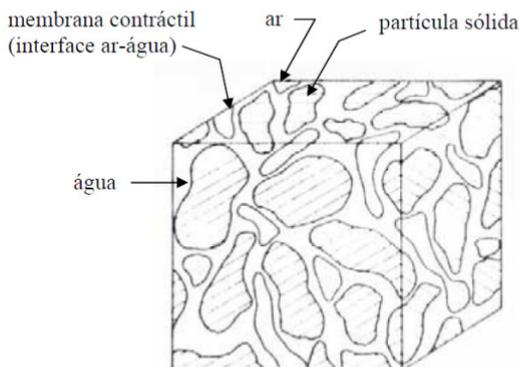
Por outro lado, por causa da estrutura, o índice de vazios (relação entre sólidos e vazios) em solos argilosos é maior que em solos arenosos, fazendo que os efeitos que dependem da umidade, como a capilaridade, ocorram lentamente nos solos argilosos.

Solos parcialmente saturados

Segundo Lambe e Whitman (1969), o solo não saturado ou parcialmente saturado é formado por um sistema trifásico, constituído de partículas sólidas (grãos), uma fase líquida (água) e uma fase gasosa (ar).

Fredlund e Xing (1994) propuseram uma quarta fase, denominada membrana contráctil, formada pela interação do ar com a água.

Figura 1.17 | Elemento de solo não saturado



Fonte: adaptada de Fredlund; Xing (1994, p. 521).

Esta membrana contrátil tem uma importante propriedade, que denominamos como tensão superficial. Ela se comporta como “capa elástica”, com a capacidade de exercer uma tensão de tração entre as partículas dos solos, influenciando seu comportamento.

Considera-se, então, o solo não saturado como uma fusão de duas fases (água + ar) que deixam de fluir e se equilibram por causa da aplicação de gradientes de tensão.

Se pensamos sob a ótica da relação entre massa e volume, podemos considerar essa membrana contrátil como parte da fase líquida, assim, o solo não saturado é considerado um sistema trifásico. A fase gasosa fica representada pelo ar ocluído, ou seja, não é mais contínua.

Lembre-se

Consideramos que o ar está ocluído quando este está limitado ou entre a água, formando uma espécie de bolha.

Tensões em solos não saturados

Descrevemos na primeira seção desta unidade que em solos saturados a tensão efetiva é obtida subtraindo-se da tensão devida ao peso próprio os valores de poropressão, porém esta relação não vale para solos não saturados.

Em busca da definição de valores que permitissem a medição ou avaliação da tensão efetiva em solos parcialmente saturados, vários pesquisadores realizaram estudos diferentes, propondo também diversas soluções.

Fredlund e Morgenstern (1977) apresentaram um estudo com base na mecânica de várias fases contínuas, concluindo que pode-se usar qualquer duas de três variáveis para descrever o estado de tensão de um solo não saturado, ou seja, existem algumas combinações que podem ser usadas como variáveis de estado de tensões para os solos parcialmente saturados, são elas:

$$(\sigma - u_a) \text{ e } (u_a - u_w)$$

$$(\sigma - u_w) \text{ e } (u_a - u_w)$$

$$(\sigma - u_a) \text{ e } (\sigma - u_w)$$

Onde:

u_a - pressão do ar.

u_w - pressão da água.

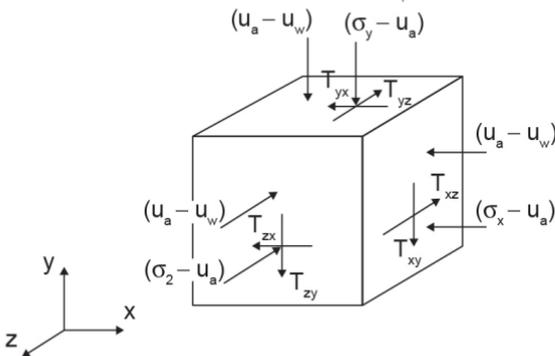
$(\sigma - u_a)$ - tensão normal líquida.

$(u_a - u_w)$ - sucção matricial ou mátrica.

$(\sigma - u_w)$ - tensão efetiva.

Incorporando duas destas variáveis no estado de tensão, que são conhecidas como tensão normal líquida e sucção matricial $(u_a - u_w)$, é possível realizar a avaliação do comportamento mecânico dos solos parcialmente saturados.

Figura 1.18 | Variáveis do estado de tensão em solos parcialmente saturados



Fonte: adaptada de Fredlund; Xing (1994, p. 524).

É perceptível, portanto, que a sucção tem grande importância nas propriedades mecânicas dos solos parcialmente saturados. Para Marinho (1994) ela pode ser compreendida como sendo a pressão isotrópica da água intersticial, fazendo que o sistema água-solo perca ou absorva água, dependendo das condições do ambiente.



Vocabulário

Chamamos de água intersticial a água contida nos poros do solo, seja por embeбimento, adsorção ou por tensão superficial na forma de água molecular. Esta água pode ser facilmente expulsa por aquecimento.



Pesquise mais

O estudo de caso a seguir traz mais uma aplicação dos conceitos de capilaridade, leia:

CECHINEL, Bruna Moro et al. Infiltração em alvenaria: estudo de caso em edifício na grande Florianópolis. **Caderno de publicações acadêmicas**, Santa Catarina, v. 1, n. 1, p. 18-24, 2009. Disponível em: <<https://periodicos.ifsc.edu.br/index.php/publicacoes/article/download/70/34>>. Acesso em: 16 abr. 2018.

Já o artigo a seguir é de grande valia para entender como os princípios da capilaridade ocorrem em outros tipos de materiais:

BARRETO, C. V. G.; TESTEZLAF, R.; SALVADOR, C. A. Ascensão capilar de água em substratos de coco e de pinus. **Bragantia**, Campinas, v. 71, n. 3, p. 385-393, 2011. Disponível em: <http://www.scielo.br/pdf/brag/v71n3/aop_1484_12.pdf>. Acesso em: 16 abr. 2018.

Sem medo de errar

Você percebeu que sua edificação vai ser construída em um local com presença de água, então, para evitar problemas de instabilidade nas escavações, precisamos analisar todos os fatores que alteram o comportamento do solo.

Como vimos, perdendo umidade, perdemos a coesão aparente, acarretando em desmoronamentos tal como um castelo de areia

feito na praia. Isto deve ser considerado no dimensionamento das escoras.

Com a drenagem (rebaixamento) necessária para o processo de escavação, perceberemos que a água, por capilaridade, irá se deslocar nos vazios do solo, e quanto mais fino este solo, maior será a altura alcançada pela água. Para as areias, como é o caso do solo da obra de até 3 m de profundidade, a altura da capilaridade pode chegar a 2 m.

Como vimos, a capilaridade ocorre por causa de dois fatores principais. São eles:

- A adesão que ocorre entre as moléculas de água e os grãos do solo, uma vez que a característica elétrica da água é atrair e/ou ser atraída por outras moléculas.
- A coesão, que é a capacidade da água se manter unida, é provocada pelo fenômeno da polaridade que mantém as moléculas de água ligadas em seu processo de subida.

Para minimizar os desmoronamentos e instabilidades causados pelos efeitos da capilaridade e da variação da umidade nos taludes de escavação podemos utilizar técnicas como o escoramento destes taludes.

Avançando na prática

O problema da chuva

Descrição da situação-problema

Nosso país tem um clima predominantemente tropical, no qual alguns meses do ano são secos e outros têm grandes índices pluviométricos. Nos meses de maior incidência de chuvas, não é incomum a ocorrência de tragédias que envolvem movimentação de maciços terrosos.

O fato desta movimentação de terra ocorrer em períodos chuvosos é apenas uma coincidência? O que a incidência de chuvas modifica no solo para que este se desestruture e ocorram os desmoronamentos?

Resolução da situação-problema

Na época de chuva, o solo, por ser poroso, absorve uma parcela da água e aumenta sua umidade, que além de torná-lo mais pesado interfere em sua coesão.

A teoria dos meniscos capilares nos demonstra que a tensão superficial da água faz que ocorra uma força que aproxima os grãos de solo, porém esta força diminui ou deixa de existir quando o solo está seco ou saturado.

No período chuvoso, o solo, por causa da absorção de água, fica saturado, então ele perde coesão e se desestrutura, causando os deslizamentos.

É claro que a inclinação dos taludes, bem como o tipo de solo, irá potencializar, apressar ou retardar o processo de deslizamento.

Faça valer a pena

1. Sabemos que as moléculas de água são ligadas entre si graças a ocorrência da polaridade, e esta ligação explica alguns fenômenos importantes, como seu relativo alto ponto de ebulição e a atração por íons eletrostaticamente carregados.

Assinale a alternativa que demonstra uma aplicação correta do fenômeno da polaridade nos solos.

- a) A polaridade das moléculas de água faz que os solos se movimentem mais lentamente em solos arenosos.
- b) As moléculas de água quando saturam os arenosos envolvem os grãos de areia e, por causa da polaridade das moléculas de água, ocorre o fenômeno denominado coesão aparente.
- c) A presença de água no solo argiloso o torna mais resistente, isto ocorre por causa da polaridade das moléculas de água.
- d) Argilas negativamente carregadas irão atrair a água pelo carregamento positivo do hidrogênio. Esta atração contribui para o fenômeno de capilaridade.
- e) A tensão superficial da água existe por causa da polaridade de suas moléculas. Esta tensão cria uma espécie de proteção natural nos taludes de corte.

2. Sabemos que a tensão superficial somada com a atração da água em superfícies sólidas promove a capilaridade. Esta nada mais é que o movimento ascendente da água nos vazios do solo.

Em relação à capilaridade, considere as afirmações a seguir:

I- Quando comparamos a capilaridade entre solos arenosos e argilosos, percebemos que nos solos argilosos a água atinge níveis ou alturas maiores.

PORQUE

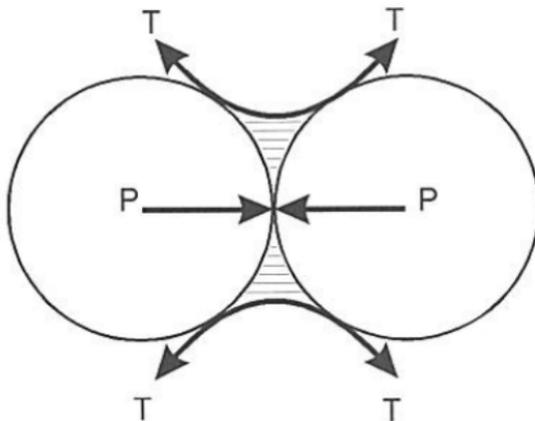
II- A altura atingida pela ascensão capilar é inversamente proporcional às dimensões do tubo, e em solos argilosos os “tubos” têm diâmetros de menor calibre.

A respeito dessas afirmações, assinale a opção correta.

- a) As afirmações I e II são proposições verdadeiras, mas a II não é uma justificativa da I.
- b) A afirmação I é uma proposição verdadeira, e a II é uma proposição falsa.
- c) A afirmação I é uma proposição falsa, e a II é uma proposição verdadeira.
- d) As afirmações I e II são proposições falsas.
- e) As afirmações I e II são proposições verdadeiras, e a II é uma justificativa da I.

3. Observe a figura a seguir que ilustra o fenômeno de coesão aparente no solo.

Figura | Coesão aparente



Fonte: Pinto (2006, p. 106).

Assinale a alternativa que define corretamente o conceito de coesão aparente.

- a) Quando existe um menisco capilar, a água se encontra em uma pressão inferior à atmosférica, fazendo que a tensão superficial (T) provoque uma força (P) que aproxima as partículas.
- b) Quando existe um menisco capilar, a água se encontra em uma pressão igual à atmosférica, fazendo que a tensão superficial (T) provoque uma força (P) que aproxima as partículas.
- c) Quando existe um menisco capilar, a água se encontra em uma pressão maior do que a atmosférica, fazendo que a tensão superficial (T) provoque uma força (P) que aproxima as partículas.
- d) Quando os grãos de solo se tocam, a água que está em seu vazio é expulsa, provocando tensões circulares (T), que provocam uma força (P) que aproxima as partículas.
- e) Quando os grãos de solo se tocam, a água que está em seu vazio é expulsa, provocando tensões tangenciais (T), que provocam uma força (P) que aproxima as partículas.

Seção 1.3

Tensões verticais devido às cargas aplicadas na superfície

Diálogo aberto

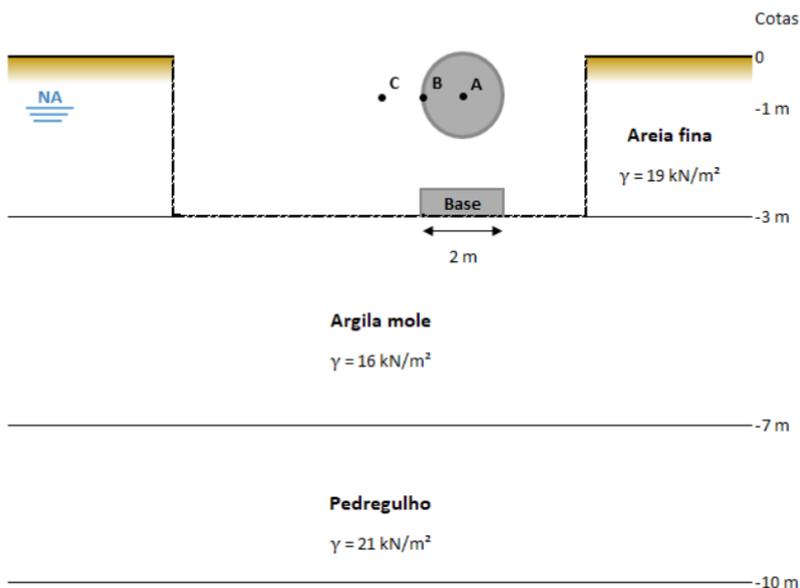
Nas seções anteriores estudamos as tensões geostáticas, que nos permitem calcular as tensões neutras, as tensões devidas ao peso próprio e, por fim, as tensões efetivas que acometem os maciços de terra. Conhecemos, ainda, com profundidade as implicações que o fenômeno da capilaridade causa nos solos, verificamos o comportamento da água capilar no solo e observou-se como a tensão efetiva se manifesta em solos parcialmente saturados.

As unidades anteriores permitiram que desenvolvêssemos conhecimentos que servirão como premissas para a compreensão da unidade a seguir. A forma como se dá distribuição da pressão aplicada por uma fundação no solo depende do tipo de solo e do material utilizado para a construção da fundação. Em solos arenosos, por exemplo, temos a predominância de deformações por causa do cisalhamento, enquanto em solos argilosos ocorrem deformações volumétricas. Estas deformações irão definir os recalques (que é a movimentação de uma estrutura por causa do adensamento do solo) e, conseqüentemente, a capacidade de cargas das fundações.

Temos a responsabilidade de realizar o dimensionamento do galpão para nossa indústria de laticínios começando pelas estruturas de fundação. Está previsto um equipamento neste galpão cuja base será formada por um radier circular com diâmetro igual a 2 metros, os mapas de cargas demonstraram que a fundação irá provocar um carregamento uniformemente distribuído de 50 kPa sobre o solo. Como se dá a distribuição destas cargas nas diversas profundidades do solo?

É necessário, portanto, que estudemos e observemos os conteúdos apresentados nesta seção de forma que possamos entender com detalhes como se dá o acréscimo de pressão no solo e verificar se este acréscimo de pressão é idêntico em todos os pontos abaixo da base (A e B) ou até mesmo em pontos fora do raio da base (C - distante 1 m da face da base), conforme o esquema da figura a seguir.

Figura 1.19 | Esquema de implantação da base do equipamento



Fonte: elaborada pelo autor.

Toda construção descarrega sua carga no solo, assim, conhecer o comportamento das tensões aplicadas pelas edificações no solo é de suma importância para garantir a estabilidade de nossas estruturas.

Elabore uma planilha Excel e utilize a Biblioteca Virtual para resolver seu desafio e vamos lá!

Não pode faltar

Pressões de contato

Os estudos do comportamento do solo após a aplicação de uma solicitação (carga ou tensão) imposta por uma edificação é baseada nas relações de tensões *versus* deformações *versus* tempo. Para o dimensionamento de nossas fundações utilizamos métodos diferentes para cálculo e verificação de deformação e ruptura. Sabemos que o solo após a aplicação de uma carga se deforma até seu rompimento, ou seja, primeiro ocorre a deformação e depois a ruptura.

Se fizermos uma análise apenas sob a ótica da ruptura não nos preocuparemos com as deformações sofridas pelo solo, temos em mente apenas que o solo deve resistir às solicitações impostas pela edificação sem sofrer colapso (rompimento).

Por outro lado, se fizermos a análise sob a ótica da deformação, analisaremos a máxima movimentação admitida para edificação, que deve se manter funcional e ser segura. Um bom exemplo de deformação excessiva pode ser verificado na torre de Pisa.

Figura 1.20 | Torre de Pisa



Fonte: <https://cdn.pixabay.com/photo/2017/02/24/13/20/italy-2094987_960_720.jpg>. Acesso em: 7 abr. 2018.



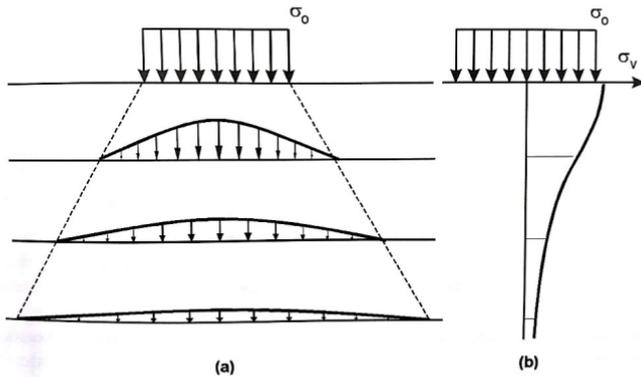
Refleta

As estruturas, além de seguras, devem também manter-se em condições de utilização, mas qual é o limite que podemos admitir para a movimentação (recalque) de uma estrutura?

Teoria da elasticidade

Podemos considerar que o solo é um material elástico regido pela lei de Hooke, assim temos a relação tensão *versus* deformação independente, podendo ser ou não linear. As cargas impostas por uma fundação geram uma distribuição de tensão, que varia de acordo com a posição e a profundidade.

Figura 1.21 | Distribuição das tensões de acordo com a profundidade



Fonte: Pinto (2006, p. 163).

Onde:

$\sigma_0 \rightarrow$ tensão inicial.

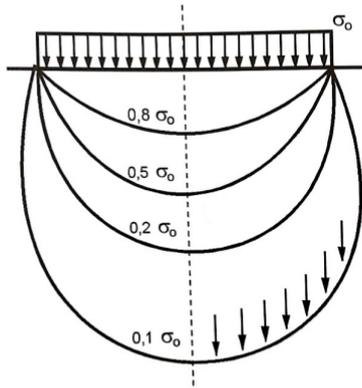
$\sigma_v \rightarrow$ acréscimo de tensão.

Hipóteses para a aplicação da teoria da elasticidade:

- O solo é contínuo, homogêneo e isotrópico.
- A relação entre as tensões e as deformações é linear.

As tensões no solo são distribuídas em linhas isóbaras, que formam o que chamamos de "bulbo de pressão", vejamos a figura a seguir.

Figura 1.22 | Bulbo de pressão



Fonte: Pinto (2006, p. 164).

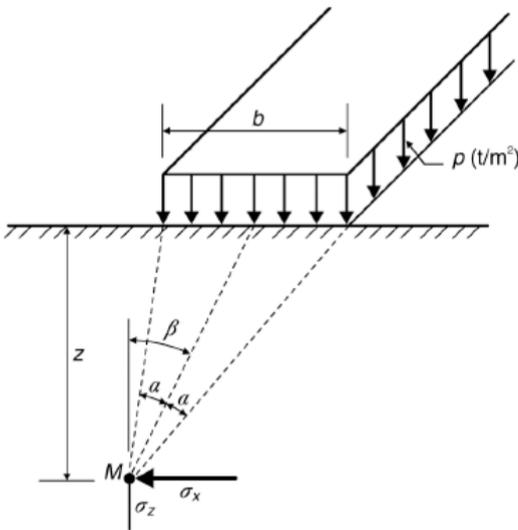


A soma da tensão efetiva inicial (σ_0') com o acréscimo de tensão devida a alguma edificação (que podemos identificar como $\Delta\sigma'$ ou σ_v) resulta na tensão final do solo, ou seja: $\sigma_{final}' = \sigma_0' + \Delta\sigma'$.

Carothers e Terzaghi

Quando temos uma área carregada sobre uma placa de forma retangular com largura finita e comprimento infinito, onde uma das dimensões é consideravelmente maior que a outra, temos que os esforços induzidos na massa de solo podem ser determinados através da expressão da figura a seguir:

Figura 1.23 | Solução de Carothers



Fonte: Caputo et al. (2015, [s.p.]).

O acréscimo de tensão no ponto A, situado em uma profundidade z qualquer e com distância x do centro da placa, é dado por:

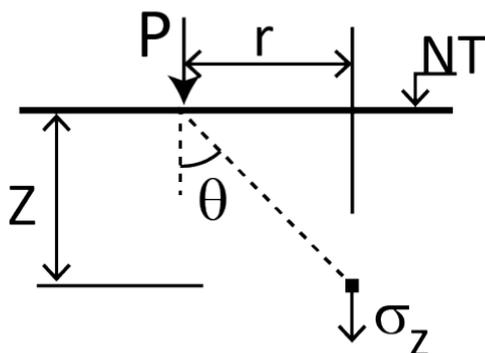
$$\sigma_v = \frac{\rho}{\pi} (\alpha + \text{sen}\alpha \cdot \cos 2\beta)$$

Proposição de Boussinesq

Boussinesq definiu equações que fornecem as componentes de tensões em um ponto arbitrário qualquer dentro de um maciço semi-infinito, linear, elástico, isotrópico e submetido a uma carga concentrada, conforme representado na Figura 1.24.

Considere uma carga pontual aplicada na superfície do terreno.

Figura 1.24 | Proposição de Boussinesq



Fonte: adaptada de Hachich (2006, p. 170).

Pela proposição de Boussinesq:

$$\sigma_v = \frac{3 \times z^3}{2 \times \pi \times (r^2 + z^2)^{\frac{5}{2}}} \times Q$$

Onde:

Q = carga aplicada.

r = distância horizontal do ponto de aplicação.

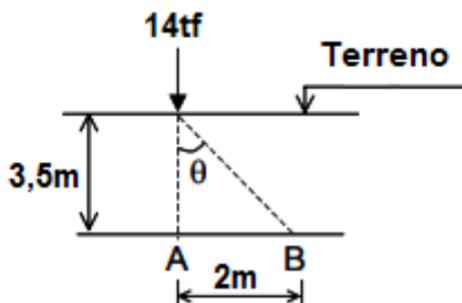
z = profundidade.



Exemplificando

Determinemos o acréscimo de tensão nos pontos A e B, representados na figura a seguir, utilizando a equação de Boussinesq:

Figura 1.25 | Carga pontual aplicada no terreno



Fonte: elaborada pelo autor.

Para o ponto A:

$$\sigma_v = \frac{3 \times z^3}{2 \times \pi \times (r^2 + z^2)^{\frac{5}{2}}} \times Q$$
$$\sigma_v = \frac{3 \times 3,5^3}{2 \times \pi \times (0^2 + 3,5^2)^{\frac{5}{2}}} \times 14$$
$$\sigma_v = 0,546 \text{tf} / \text{m}^2$$

Para o ponto B:

$$\sigma_v = \frac{3 \times z^3}{2 \times \pi \times (r^2 + z^2)^{\frac{5}{2}}} \times Q$$
$$\sigma_v = \frac{3 \times 3,5^3}{2 \times \pi \times (2^2 + 3,5^2)^{\frac{5}{2}}} \times 14$$
$$\sigma_v = 0,269 \text{tf} / \text{m}^2$$

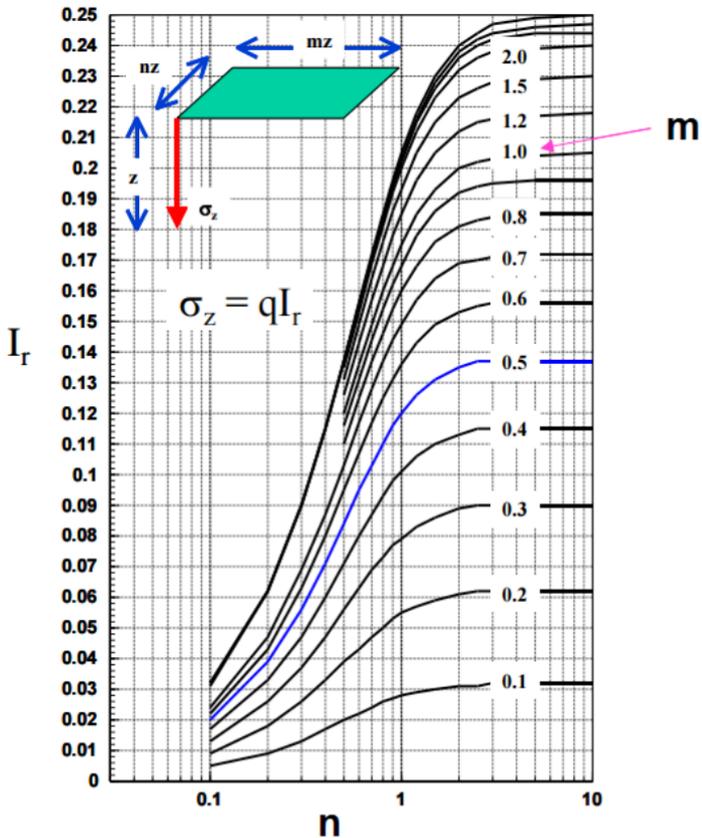
Proposição de Newmak

Newmark partiu da equação de Boussinesq e seus estudos permitiram a aplicação do conceito em diferentes tipos de geometrias, considerando as tensões provocadas por carregamentos uniformemente distribuídos e que as áreas possam ser decompostas em retângulos.

Esta proposição resolveu o problema para calcular as tensões verticais aplicadas por uma fundação quadrada ou retangular.

A equação desenvolvida por Newmak foi reduzida em um "fator de influência" I que pode ser obtido pelo ábaco demonstrado na figura a seguir.

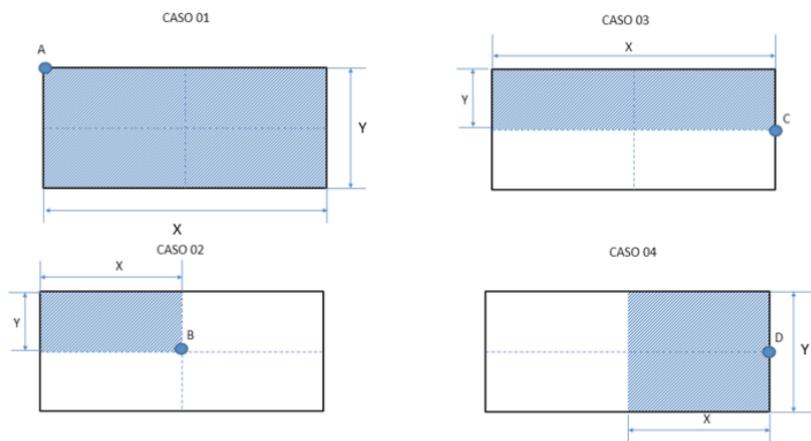
Figura 1.26 | Ábaco de Newmak



Fonte: adaptada de Pinto (2006, p. 168).

O gráfico nos dá subsídios para obtenção do fator de influência I unitário, que é o fator pelo qual multiplicaremos a carga aplicada na superfície, porém observe que pelo princípio da superposição dos esforços temos 4 casos distintos, vejamos na figura a seguir.

Figura 1.27 | Áreas de influência



Fonte: elaborada pelo autor.

Temos, então:

No caso 01, quando consideramos a influência da carga externa no ponto A, teremos uma área de influência de arestas X e Y .

No caso 02, quando consideramos a influência da carga externa no ponto B, teremos quatro áreas de influência de arestas X e Y .

No caso 03, quando consideramos a influência da carga externa no ponto C, teremos duas áreas de influência de arestas X e Y .

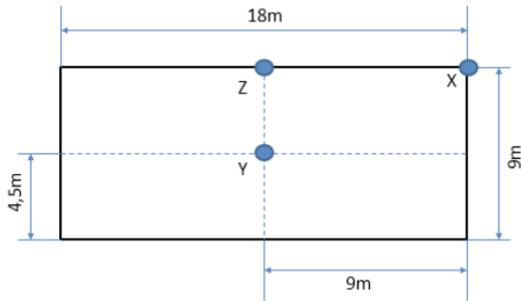
No caso 04, quando consideramos a influência da carga externa no ponto D, teremos duas áreas de influência de arestas X e Y .



Exemplificando

Foi projetada para uma edificação uma fundação em radier, conforme indicado na planta apresentada na figura a seguir:

Figura 1.28 | Planta da edificação



Fonte: elaborada pelo autor.

Calcule o acréscimo de tensão que uma carga de 100 kPa provocará a 10 metros de profundidade nos pontos X, Y e Z.

Para o ponto X.

1º passo: definição da área de influência.

Para o ponto X temos uma área de influência à esquerda do ponto de 18 x 9 metros.

2º passo: cálculo de m e n:

Conforme a proposição de Newmark temos que:

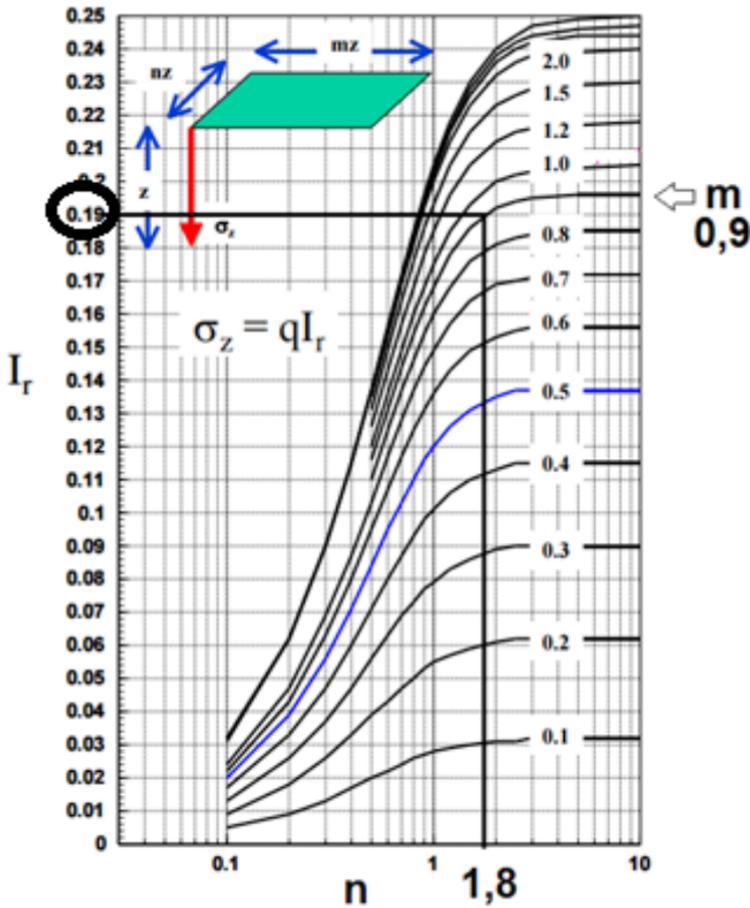
$m = \frac{b}{z}$ e $n = \frac{a}{z}$; observe que b é sempre a menor aresta e **a** a maior aresta, z é a profundidade em estudo.

Temos, então: $m = \frac{9}{10} = 0,9$ e $n = \frac{18}{10} = 1,8$.

3º passo: obtenção do parâmetro I pelo ábaco de Newmark.

Consultando o ábaco, vide figura a seguir, teremos:

Figura 1.29 | Ábaco de Newmark



Fonte: adaptada de Pinto (2006, p. 168).

$I = 0,19$

4º passo: definição do acréscimo de tensão.

Temos que: $\sigma_v = I \times \sigma_0$.

Logo, para o ponto X: $\sigma_v = 0,19 \times 100 = 19 \text{ kPa}$.

Para o ponto Y teremos quatro áreas de 9 x 4,5 metros.

$m = 0,45$ e $n = 0,9$ e, observando o ábaco, temos $I = 0,114$.

Como são quatro áreas, teremos: $I = 0,114 \times 4 = 0,456$ e calculando o acréscimo de tensão: $\sigma_v = 0,456 \times 100 = 45,6 \text{ kPa}$.

No caso do ponto Z teremos duas áreas de 9 x 9 metros.

Assim, os valores de m e n são 0,9.

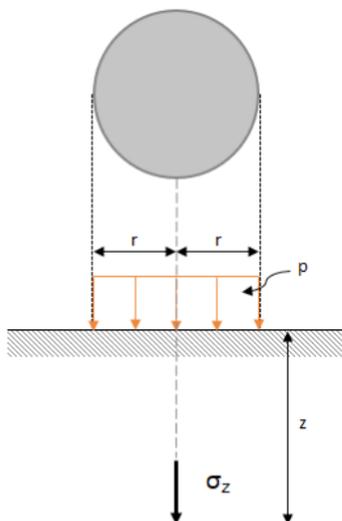
Observando o ábaco teremos $I = 0,162$. Como temos duas áreas $I = 0,162 \times 2 = 0,324$, por fim, o acréscimo de tensão será:

$$\sigma_v = 0,324 \times 100 = 32,4 \text{ kPa}$$

Solução de Love

Quando temos carregamentos que são uniformemente distribuídos sobre uma fundação circular, temos a solução de Love, que nos permite calcular as tensões em qualquer ponto de um semiespaço infinito, conforme figura a seguir.

Figura 1.30 | Representação da solução de Love



Fonte: elaborada pelo autor.

Observemos a expressão de Love para cálculo de tensões abaixo do ponto central do círculo.

$$\sigma_z = p \times \left\{ 1 - \left[\frac{1}{1 + \left(\frac{r}{z} \right)^2} \right]^{\frac{3}{2}} \right\}$$



Dica

Para analisar as tensões em pontos quaisquer, utilizamos a expressão $\sigma_z = p(A' + B')$, em que A' e B' são funções de z/r e x/r. Para obtê-lo acesse as páginas 273 e 274 do livro *Fundamentos da Engenharia Geotécnica*, disponível na Biblioteca Virtual.

Lembre-se de estar logado na Biblioteca Virtual, disponível em: <https://integrada.minhabiblioteca.com.br/#/books/9788522118243/cfi/290!/4/4@0.00:33.4> Acesso em: 10 maio 2018.

DAS, B. M. **Fundamentos da engenharia geotécnica**. São Paulo: Cengage Learning, 2014.



Pesquise mais

Uma leitura de grande valia para que sejam aprofundados os conhecimentos sobre os carregamentos externos e a teoria da elasticidade é o livro do professor Homero Pinto Caputo, *Mecânica dos Solos e suas Aplicações*, que está disponível em nossa biblioteca no link: <https://integrada.minhabiblioteca.com.br/#/books/978-85-216-3007-4/cfi/6/30!/4/144/4@0:5.75>. Acesso em: 29 maio 2018.

Sem medo de errar

Vimos que as tensões aplicadas nos solos devem ser calculadas de modo a evitar que ocorra tanto o rompimento do solo como seu

recalque, que nada mais é que a movimentação da estrutura por causa da compressibilidade dos solos.

O acréscimo de tensão deve ser calculado lançando-se mão da teoria da elasticidade. Se escolhermos por uma sapata ou qualquer outra fundação retangular, a solução de Newmark pode ser considerada como uma boa opção, porém, no nosso caso (base do equipamento do galpão de laticínios), por ser tratar de uma seção circular, poderemos lançar mão da solução de Love.

Para que a estrutura não sofra movimentações diferenciais comprometedoras, temos que conhecer o tipo de solo, realizar ensaios que os caracterizem e prever o acréscimo de tensão em nossa estrutura, o galpão.

Vejam numericamente como podemos realizar os cálculos de acréscimo de tensão para nosso galpão.

Dados:

Utilizando a solução de Love, temos pela equação

$$\sigma_z = p \times \left\{ 1 - \left[\frac{1}{1 + \left(\frac{r}{z}\right)^2} \right]^{\frac{3}{2}} \right\} \text{ as tensões abaixo do ponto central (A)}$$

da base, com $r = 1$ m, que está aplicando uma tensão uniformemente distribuída $p = 50$ kPa.

Para o ponto B e C utiliza-se a expressão $\sigma_z = p(A' + B')$ e a Tabela de A' e B' , disponível na Biblioteca Virtual.

Imputando os dados na equação utilizando as profundidades diferentes conseguimos verificar a influência da tensão ao longo do perfil, conforme Tabela 1.1 e 1.2.

Tabela 1.1 | Evolução da tensão na camada de argila mole

Cota (m)	-4 m			-5 m			-6 m			-7 m		
Profundidade (m) - z	1 m			2 m			3 m			4 m		
Pontos	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	C
Tensão efetiva (kPa)*	6,00	6,00	6,00	12,00	12,00	12,00	18,00	18,00	18,00	24,00	24,00	24,00
Raio (m) - r	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Distância do centro (m) - X	0,00	1,00	2,00	0,00	1,00	2,00	0,00	1,00	2,00	0,00	1,00	2,00

z/r	1	1	1	2	2	2	3	3	3	4	4	4
x/r	0	1	2	0	1	2	0	1	2	0	1	2
I (obtidos pela tabela) A'	0,29289	0,17868	0,05185	0,10557	0,08269	0,04496	0,05132	0,04487	0,03150	0,02986	0,02749	0,02193
I (obtidos pela tabela) B'	0,35355	0,15355	0,01005	0,17889	0,11331	0,02836	0,09487	0,07325	0,03511	0,05707	0,04773	0,03066
Acréscimo de tensão (kPa)	32,32	16,61	2,09	14,22	9,80	3,67	7,31	5,91	3,33	4,35	3,76	2,63
Tensão efetiva final (kPa)	38,32	22,61	8,09	26,22	21,80	15,67	25,31	23,91	21,33	28,35	27,76	26,63

* Valores obtidos após rebaixamento do lençol freático e escavação do subsolo.

Fonte: elaborada pelo autor.

Tabela 1.2 | Evolução da tensão na camada de pedregulho

Cota (m)	-8 m			-9 m			-10 m		
Profundidade (m) - z	5 m			6 m			7 m		
Pontos	A	B	C	A	B	C	A	B	C
Tensão efetiva (kPa)*	35,00	35,00	35,00	46,00	46,00	46,00	57,00	57,00	57,00
Raio (m) - r	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Distância do centro (m) - X	0,00	1,00	2,00	0,00	1,00	2,00	0,00	1,00	2,00
z/r	5	5	5	6	6	6	7	7	7
x/r	0	1	2	0	1	2	0	1	2
I (obtidos pela tabela) A'	0,01942	0,01835	0,01573	0,01361	0,01307	0,01168	0,01005	0,00976	0,00894
I (obtidos pela tabela) B'	0,03772	0,03384	0,02474	0,02666	0,02468	0,01968	0,01980	0,01868	0,01577
Acréscimo de tensão (kPa)	2,86	2,61	2,02	2,01	1,89	1,57	1,49	1,42	1,24
Tensão efetiva final (kPa)	37,86	37,61	37,02	48,01	47,89	47,57	58,49	58,42	58,24

* Valores obtidos após rebaixamento do lençol freático e escavação do subsolo.

Fonte: elaborada pelo autor.

Pelos acréscimos de tensão calculados e expressos nas Tabelas 1.1 e 1.2, observamos que quase toda a tensão é dissipada na camada de argila mole e que na cota -10 metros temos influência mínima da tensão provocada pelo equipamento por meio da base. Podemos verificar também o efeito da tensão em pontos além da projeção da base. Se reproduzirmos os cálculos para um número maior de pontos conseguimos traçar o bulbo de tensões para este carregamento.

Avançando na prática

Acréscimo de tensão devido a aterro

Descrição da situação-problema

Em uma nova oportunidade em uma obra industrial você foi contratado para elaborar os projetos geotécnicos compreendendo fundações das instalações, movimentações de terra e estruturas de contenção. Para isso, recebeu do seu cliente o projeto arquitetônico, a planta de pilares, o levantamento topográfico e as sondagens. No momento de analisar as movimentações de terra você analisou as cotas do projeto arquitetônico, as cotas do levantamento topográfico e concluiu que um grande aterro deveria ser executado. Este aterro terá 3 m de altura e será utilizado material de área de empréstimo com peso específico igual a 20 kN/m^3 . Pelas sondagens o solo do local da obra é uma argila siltosa, com peso específico igual a 18 kN/m^3 e o nível d'água não foi encontrado. Qual será o acréscimo de tensão provocado por este aterro?

Resolução da situação-problema

Considerando a espessura linear do aterro igual a 3 m, este gerará uma tensão uniformemente distribuída correspondente a $\sigma_v = \gamma \cdot h_{\text{aterro}} = 20 \cdot 3 = 60 \text{ kN / m}^3$.

Faça valer a pena

1. Você foi contratado para ser o engenheiro responsável pela elaboração do projeto e execução da obra de uma caixa d'água que distribuirá água bruta para uma indústria cimenteira. Considere como premissas do projeto que a caixa d'água que será apoiada diretamente sobre o solo deverá ter um raio de 15 m e aplicará no terreno uma tensão de 80 kPa.

Assinale a alternativa que mostra corretamente o acréscimo de tensão no centro de aplicação da carga a uma profundidade de 24 m.

- a) 25 kPa.
- b) 44 kPa.
- c) 150 kPa.
- d) 56 kPa.
- e) 32 kPa.

2. Quando aplicamos uma carga na superfície dos solos em área uma conhecida, os acréscimos de tensão em uma profundidade qualquer não são limitadas à projeção da área carregada. Nas laterais da área carregada também irão ocorrer acréscimos de tensão, que devem ser somadas às tensões devidas ao peso próprio. Newmark partiu da equação de Boussinesq e seus estudos permitiram a aplicação deste conceito em diferentes tipos de geometrias, desde que _____.

Assinale a alternativa que completa corretamente a frase.

- a) Áreas possam ser decompostas em retângulos.
- b) Áreas sejam circulares ou ovais.
- c) Áreas sejam quadradas.
- d) Áreas sejam quadradas ou circulares.
- e) A carga seja aplicada e concentrada no centro da estrutura.

3. Podemos considerar que o solo é um material elástico regido pela lei de Hooke, assim temos a relação *tensão versus* deformação independente, podendo ser ou não linear. As cargas impostas por uma fundação geram uma distribuição de tensão, que varia de acordo com a posição e a profundidade.

Considere as afirmações a seguir como hipóteses que devem ser consideradas para a aplicação da teoria da elasticidade nos solos:

- I- O solo é contínuo, homogêneo e isotrópico.
- II- A relação entre as tensões e as deformações é linear.
- III- O solo está completamente seco.
- IV- A fração argilosa no solo encontra-se acima de 75%.

Assinale a alternativa correta.

- e) Apenas as hipóteses I e III são verdadeiras.
- f) Apenas as hipóteses I e II são verdadeiras.
- g) Apenas as hipóteses II e III são verdadeiras.
- h) Apenas as hipóteses III e IV são verdadeiras.
- i) Apenas as hipóteses II e IV são verdadeiras.

Referências

- BARRETO, C. V. G.; TESTEZLAF, R.; SALVADOR, C. A. Ascensão capilar de água em substratos de coco e de pinus. **Bragantia**, Campinas, v. 71, n. 3, p. 385-393, 2011. Disponível em: <http://www.scielo.br/pdf/brag/v71n3/aop_1484_12.pdf>. Acesso em: 16 abr. 2018.
- CAPUTO, H. P.; CAPUTO, A. N. **Mecânica dos solos e suas aplicações: fundamentos**. 7 ed. Rio de Janeiro: LTC, 2015. v. 1-2.
- CECHINEL, Bruna Moro et al. Infiltração em alvenaria: estudo de caso em edifício na grande Florianópolis. **Caderno de publicações acadêmicas**, Santa Catarina, v. 1, n. 1, p. 18-24, 2009. Disponível em: <<https://periodicos.ifsc.edu.br/index.php/publicacoes/article/download/70/34>>. Acesso em: 16 abr. 2018.
- DAS, Braja M. **Fundamentos da engenharia geotécnica**. São Paulo: Cengage Learning, 2014.
- FOGAÇA, Jennifer Rocha Vargas. Tensão superficial da água. [s.d.]. Disponível em: <<https://brasile scola.uol.com.br/quimica/tensao-superficial-agua.htm>>. Acesso em: 16 abr. 2018.
- FREDLUND, D. G.; MORGENSTERN, N. R. Stress state variables for unsaturated soil. **Journal of the Geotechnical Engineering Division**, New York, v. 103, n. GT5, p. 477-466, 1977.
- FREDLUND, D. G.; XING, A. Equations for the soil water characteristic curve. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 31, n. 3, p. 521-532, mar. 1994.
- HACHICH, W. et al. **Fundações: teoria e prática**. São Paulo: PINI, 1996.
- LAMBE, T. W.; WHITMAN, R. V. **Soil mechanics**. New York: J. Wile, 1969.
- MARINHO, F. A. M. Medição de sucção com o método do papel filtro. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 10., 1994, Rio de Janeiro. **Proceedings...**Rio de Janeiro: COBRAMSEF, 1994, v. 2, p. 515-522.
- PINTO, Carlos de Souza. **Curso básico de mecânica dos solos em 16 aulas**. 3. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2006.
- VESIC, M. S. Expansion of cavities in infinite soil mass. **Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division**, [S.l.], v. 98, n. 3, p. 265-290, mar. 1972.

Deformações verticais

Convite ao estudo

Caro aluno, nesta Unidade 2 daremos continuidade ao estudo do comportamento dos solos aos esforços aos quais são submetidos. Se considerarmos uma camada de argila que foi sedimentada e que sobre ela existem outras camadas que a sobrecarregam, haverá uma distribuição da pressão sobre essa camada. Essa pressão provocará na camada uma compressão reduzindo os vazios até que este índice atinja um equilíbrio. Agora, se for executada uma sondagem havendo amostragem nessa camada, a mesma sofrerá alívio e tenderá a expandir-se. De forma contrária a esse processo de expansão, haverá uma pressão capilar fornecendo à amostra certa coesão, evitando que ela se desagregue ou sofra expansão exageradamente. Assim, o índice de vazios da amostra de argila, na maioria dos casos, não será muito diferente do existente na própria camada onde ela foi retirada. Já em areias esse fenômeno não ocorre, a não ser incipiente quando são finas e úmidas, pois sendo grande o tamanho dos grãos, os raios dos meniscos capilares são grandes e a pressão capilar insuficiente para manter a amostra intacta. Ao final desta unidade você compreenderá o efeito do adensamento em termos de deformações verticais em argilas moles saturadas e a aplicação na nossa vida profissional. A partir de um contexto profissional apresentado, serão derivados problemas reais, que você encontrará em sua vida profissional. Imagine, por exemplo, a seguinte situação:

Uma empresa projetista ganhou a licitação para execução de um conjunto de obras de engenharia, contempladas dentro do Plano de Expansão Municipal. O subsolo da região é basicamente composto por camadas de areia e argila

intercaladas e com espessuras bastante variáveis. Nesse sentido, a empresa necessita conhecer o comportamento dos solos (resistência e deformação), que constituem o terreno. Sendo você o engenheiro projetista responsável pelas obras em campo, considere que a estimativa incorreta desses parâmetros impacta diretamente o dimensionamento de projetos de engenharia e conseqüentemente podem aumentar exponencialmente os custos. Assim, você deve utilizar seu conhecimento sobre deformações a partir de carregamentos verticais, obtidas em ensaios praticados e conceitos da Teoria da Elasticidade, tendo em vista que os materiais geológicos respondem distintamente a esforços impostos. O que esperar das propriedades desses solos quando submetidos a carregamentos? Quais seriam os melhores solos a responder a esforços de carregamentos verticais e como as propriedades elásticas do mesmo podem influenciar nesse contexto? Cabe ressaltar que o Plano de Expansão Municipal contemplará três obras de distintas proporções, em que numa primeira etapa será construído um complexo habitacional para realocação de comunidades em área de risco; em um segundo momento será construído um novo hospital municipal e; por fim, haverá o redimensionamento de uma ponte existente de forma que ela suporte o tráfego de veículos pesados.

Desta forma, em nossa Seção 2.1, aprenderemos sobre os principais ensaios para determinação das propriedades de resistência e deformação do solo, aprendendo mais sobre recalque. A Seção 2.2 será dedicada ao adensamento, em que falaremos sobre o recalque ocorrido em solos em diversos estágios de adensamento. Já na Seção 2.3 aprenderemos sobre a Teoria de Terzaghi, o grau e o coeficiente de adensamento, e como o recalque pode ocorrer ao longo do tempo. Agora vamos aprender sobre como estimar o comportamento dos solos e verificá-lo após sofrer solicitações. Vamos adquirir mais esse conhecimento?

Seção 2.1

Deformações devidas a carregamentos verticais - por ensaios e pela Teoria da Elasticidade

Diálogo aberto

Olá, aluno! Nesta seção iniciaremos nossos estudos compreendendo os ensaios comumente praticados em Mecânica dos Solos, ou seja, o ensaio de compressão axial e edométrico. Esses ensaios possibilitam que estimemos propriedades de tensão e deformação na previsão de comportamentos importantes em obras de engenharia, como recalques. De forma geral, a partir do aumento de pressões exteriores o solo sofre compressão, e quando há uma redução ou alívio das pressões exteriores ocorre a expansão. A não ser em raríssimas exceções a ordem de grandeza da compressão (para o mesmo incremento ou redução de pressões exteriores) é maior que da expansão, ou em outras palavras, os solos não se comportam como corpos elásticos. Essas são algumas observações que embasarão as decisões de engenharia nos projetos.

Vamos começar nossos estudos reproduzindo uma situação comum, que uma empresa projetista, que ganhou uma licitação de obras oriundas de um Plano de Expansão Municipal, necessita preparar a fundação para que seja implantado um conjunto habitacional. A área reservada para este objetivo é composta por solo argiloso. A grande preocupação com problemas de recalques motivou a empresa a retirar amostras para submetê-las a ensaios edométricos. Após a etapa de laboratório os resultados foram enviados a você, que é o engenheiro projetista responsável pela obra, para avaliação, sendo apresentados na Tabela 2.1.

Tabela 2.1 | Resultados do ensaio edométrico

Pressão P (kg/cm ²)	Leitura do extensômetro (cm)
0,0	0,8600
0,25	0,8410
0,50	0,8200
1,0	0,8110

Pressão P (kg/cm ²)	Leitura do extensômetro (cm)
2,0	0,7710
4,0	0,6710
8,0	0,5310

Fonte: elaborada pelo autor.

Considerando ainda os resultados, a massa seca do solo é de 444,6 g (M_s); a área do anel edométrico de 91,8 cm² (A); a massa específica dos sólidos 2,83 g/cm³ (ρ_s); e a altura inicial da amostra de 3,2 cm (H). Esses dados são necessários para que você obtenha

o recalque pelo índice m_v a partir da expressão $\rho = \frac{m_v \cdot \sigma'}{H}$,

sendo ainda necessário a elaboração das curvas, que relacionam o índice de vazios (e) e a pressão (P) graficamente, em escala natural e logarítmica. Você pode fazer a tratativa de seus dados em programas como o Excel, por exemplo! Será necessário entender o ensaio edométrico e como os resultados podem ser corretamente extraídos da curva edométrica. É muito importante notar que na curva edométrica o eixo das abscissas corresponde às pressões, mas pode ser representada em termos de tensões, contanto que seja feita a devida conversão. Vamos a mais um desafio profissional?

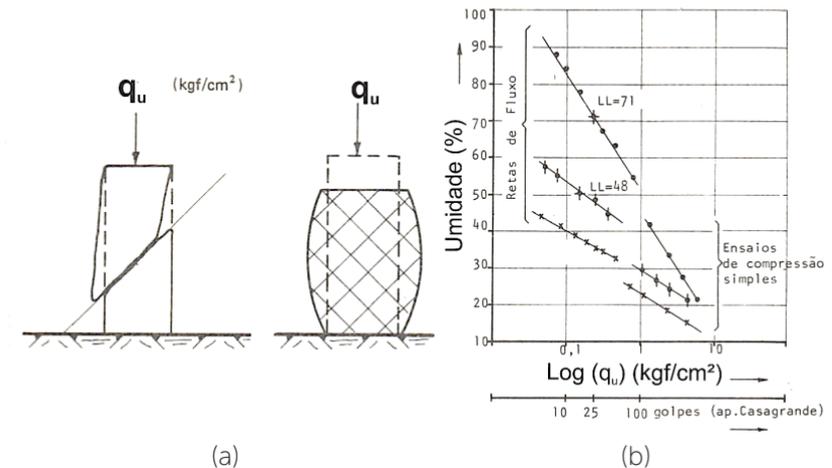
Não pode faltar

Olá, aluno! Nesta unidade veremos os principais ensaios praticados na Mecânica dos Solos de forma a obtermos parâmetros de resistência e de deformação do solo. Neste sentido, podemos mencionar os ensaios de compressão simples e de compressão edométrica, muito utilizados na estimativa de propriedades mecânicas aplicados à projetos de engenharia. Veremos também o comportamento dos solos em obras de engenharia ao sofrerem carregamentos e descarregamentos por meio do fenômeno conhecido como recalque.

O ensaio de compressão simples ou uniaxial é um dos ensaios mais utilizado na avaliação de parâmetros de resistência do solo. Para a execução do ensaio de compressão simples é necessário

moldarmos um corpo de prova cilíndrico, geralmente com área de base de 10 cm^2 e altura de 9 a 10 cm, atentando ao fato de que as faces estejam bem-acabadas. Este corpo sofre compressão em máquina apropriada até a ruptura. A resistência à compressão simples (q_u) é determinada pela carga de ruptura dividida pela área média do cilindro e expressa em kgf/cm^2 . Assim, o corpo de prova pode romper de duas formas, ou por cisalhamento ao longo de um plano de ruptura inclinado, ou por "embarrigamento", quando a ruptura por cisalhamento se dá ao longo de vários planos paralelos (Figura 2.1 a). Se compararmos os resultados de resistência à compressão simples de amostras saturadas com teores de umidade variados (Figura 2.1 b) é possível notar que para altos valores de umidade ocorrem pequenas resistências à compressão simples e vice-versa, estabelecendo experimentalmente uma relação entre coesão e consistência. O Quadro 2.1 apresenta uma correlação entre a consistência do solo, a resistência à compressão simples (q_u) e o N_{SPT} para solos saturados.

Figura 2.1 | Ensaio de compressão simples



Fonte: Vargas (1977, p. 40).

Quadro 2.1 | Correlação entre q_u e a consistência do solo

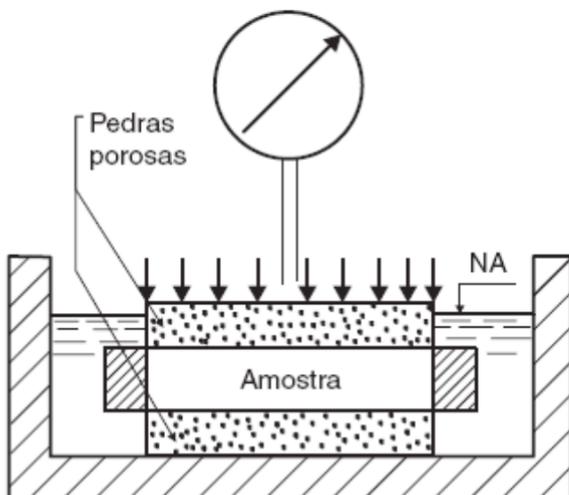
q_u (kgf/cm ²)	Consistência	N_{SPT}
$q_u < 0,25$	Muito Mole	$N_{SPT} < 2$

q_u (kgf/cm ²)	Consistência	N_{SPT}
$0,25 < q_u < 0,5$	Mole	3 a 4
$0,5 < q_u < 1,0$	Média	5 a 8
$1,0 < q_u < 2,0$	Rija	9 a 15
$2,0 < q_u < 4,0$	Muito Rija	16 a 30
$q_u > 4$	Dura	$N_{SPT} > 30$

Fonte: Terzaghi e Peck (1948).

Em geral, as argilas se caracterizam por sua grande compressibilidade e capacidade de retenção de água se compararmos as areias. Você sabia que o estudo de compressões dos solos pode ser feito por um equipamento conhecido como edômetro? Este equipamento (Figura 2.2) consiste em um anel cortado, onde se encontra comprimido o solo por duas placas porosas cujo deslocamento relativo pode ser medido com bastante precisão.

Figura 2.2 | Equipamento para ensaio edométrico



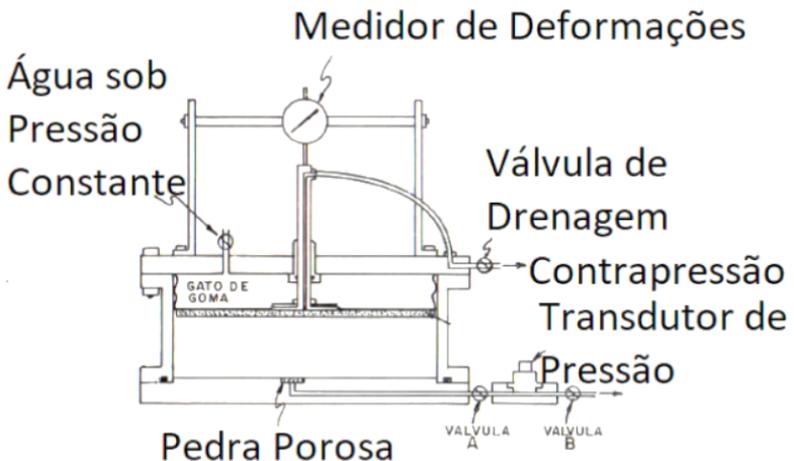
Fonte: Caputo et al. (2015, [s.p.]).



Se as placas do edômetro não fossem porosas o ensaio seria completamente inútil em solos saturados pela água, já que mediríamos a compressibilidade dela e não do solo.

De uma forma geral, para que a rotina de ensaios dos solos não seja tão penosa à avaliação da deformação do solo, realizamos a medição utilizando um relógio comparador apoiado à base da célula. Para que não exista deformação, as peças do equipamento devem ser de aço resistente. Um ponto interessante é que no caso de amostras saturadas, buscando evitar a perda de umidade durante a compressão e também simular as condições existentes em campo, existe no equipamento um tubo plástico cheio de água que se comunica com as pedras porosas. O edômetro apresentado na Figura 2.2 apresenta algumas desvantagens, por exemplo, não permitir controlar a drenagem, a medida de pressões (intersticiais), a fricção lateral (a distribuição de pressões não é uniforme), a aplicação de pressões crescentes de um modo contínuo, além do fato da aplicação da carga em escalas pode ocasionar um impacto na amostra (solos muito susceptíveis). Para evitarmos esses problemas podemos utilizar o edômetro apresentado na Figura 2.3.

Figura 2.3 | Célula de consolidação de Rowe e Barden



Fonte: adaptada de Salas (1975, p. 157).

Você sabe quais vantagens esse equipamento tem sobre o anteriormente apresentado? Ele permite a drenagem na parte superior da amostra e a medida de pressões intersticiais na parte inferior. Além disso, possibilita mudar as condições de ensaio, com drenagem na parte superior e inferior, ou somente com uma drenagem central ou lateral periférica, simulando as condições encontradas em campo. Este equipamento mede as pressões intersticiais e as pressões existentes entre a amostra e a pedra porosa, diretamente a partir de um transdutor, controlando as pressões de água e do ar de solos parcialmente saturados.



Dica

O equipamento da Figura 2.3 apresenta uma grande vantagem sobre o da Figura 2.2 por permitir aplicar uma carga e controlar a drenagem da amostra pelo fechamento de uma chave, isentando a amostra de deformações pré-ensaio. Entretanto, este equipamento, além de ser mais complexo, é caro se comparado ao da Figura 2.2.

Sabemos que a compressibilidade dos solos depende, dentre outras coisas, da estrutura dos mesmos. Essas estruturas são muito sensíveis a todo tipo de perturbações (ações mecânicas, variações de umidade, por exemplo), podendo ocasionar problemas de engenharia, como recalques. Esse fenômeno pode ser previsto em ensaios edométricos.



Exemplificando

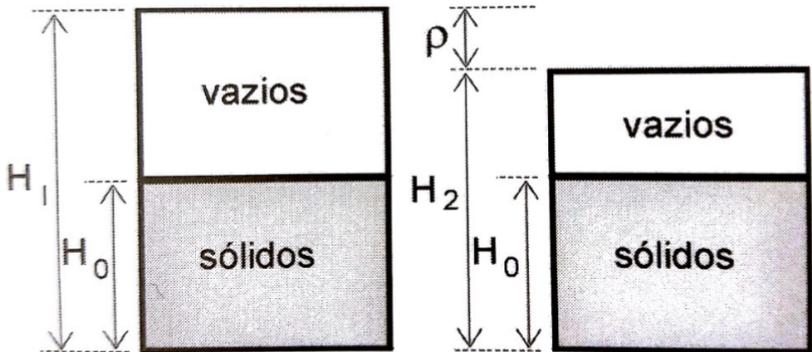
Se necessitarmos avaliar as propriedades dos solos e a influência da estrutura em termos de resistência e deformação, é necessário que as amostras utilizadas sejam indeformadas, já que amostras deformadas apresentam perturbações e provavelmente estruturas alteradas. Apesar de complexa, podemos fazê-lo separando uma porção do terreno a partir de ferramentas cortantes e afiadas, protegendo a amostra imediatamente de variações de umidade em recipientes herméticos para encaminhamento ao laboratório.

É fundamental determinarmos o índice de vazios em cada estágio de carregamento, mas para isso é necessário conhecermos

o índice de vazios inicial (antes de colocarmos no edômetro) e ao final do ensaio. Esse procedimento é importante porque na maioria das vezes o corpo de prova se encontra perfeitamente saturado, após muitos dias em contato com a água sob uma pressão muito forte capaz de expulsar as bolhas de ar presentes nos poros.

Para fazermos esse procedimento devemos pesar o corpo de prova ao ser retirado do equipamento e na sequência levarmos à estufa e, em seguida, medir a massa seca (M_{seca} - massa dos sólidos) e a diferença entre a massa antes e após a estufa, correspondendo a massa de água ($M_{água}$ - presente nos poros). Com base na Figura 2.4 pode-se estimar o recalque pela variação do índice de vazios, onde (A) representa a área do anel edométrico e (ρ_s) a massa específica dos sólidos. Podemos calcular o índice de vazios final (e_f) a partir da altura de sólidos (H_s) e pela altura de poros final (H_{pf}).

Figura 2.4 | Sólidos e vazios no anel do edômetro



Fonte: Pinto (2006, p.189).



Assimile

Você sabia que podemos determinar o índice de vazios (e) em um momento qualquer (t)? Para isso basta que tenhamos a altura final (H_0) e no momento considerado (H_1). Esta diferença representa o recalque (ρ), sendo unicamente uma diferença na altura dos poros (vazios). Considerando que:

$$e = \frac{V_v}{V_s} = \frac{V_t - V_s}{V_s} = \frac{\frac{V_t}{A} - \frac{V_s}{A}}{\frac{V_s}{A}}$$

Como $V = A \cdot H$

$$e = \frac{H_1 - H_0}{H_0} = \frac{H_1}{H_0} - 1$$

Ainda podemos determinar a deformação ou recalque específico pela equação: $\varepsilon = \frac{\rho}{H_1} = \frac{e_0 - e_f}{1 + e_0}$ e temos que a fórmula para calcular o

recalque é dada por: $\rho = \frac{H_1}{(1 + e_0)} \times (e_0 - e_f)$. Você pode fazer a

prova real a partir da altura total inicial que deve ser justamente a altura correspondente ao anel de bronze do edômetro.

Podemos, a partir do ensaio edométrico, expressar o coeficiente de compressibilidade (a_v) pela variação do índice de vazios e das

pressões por meio da expressão $a_v = \frac{\Delta e}{\Delta P}$, onde ΔP representa a

diferença entre as pressões inicial e final. Outro índice importante é o módulo edométrico ou coeficiente de compressibilidade específica

expressa por $m_v = \frac{a_v}{1 + e_0}$. Após a realização desse ensaio é

fundamental representarmos a curva edométrica (Figura 2.5) onde o eixo das abscissas representa as pressões praticadas (convertida em tensão neste exemplo) e das ordenadas o índice de vazios obtendo-se ao final o tempo de consolidação correspondente a cada pressão praticada. Analisando ainda a Figura 2.5 podemos identificar as coordenadas do ponto E, que representa o índice de vazios inicial (e_0) de uma amostra inalterada e a tensão efetiva (σ'_0) a que ela se encontra submetida no terreno, dada uma profundidade da qual se extraiu a amostra.



Refleta

Muitas vezes dizemos que o índice de vazios no início do ensaio edométrico coincide aproximadamente com o do terreno. Se considerarmos solos orgânicos, quase sempre eles estão saturados e com gases dissolvidos; ao retirarmos uma amostra, gases são desprendidos e a amostra permanece praticamente saturada. Será que nesse caso de solos muito orgânicos é razoável afirmar que os índices de vazios da amostra no início do ensaio seria o mesmo do terreno?

Um dos problemas práticos é a previsão do cálculo dos recalques de fundações de estruturas, sejam edifícios, aterros ou barragens, sendo um somatório dos recalques imediatos, diferidos e secundários. A melhor maneira de calcularmos os recalques imediatos é utilizarmos a Teoria da Elasticidade. Entretanto, os solos não são materiais elásticos, pois mesmo que exista certa proporcionalidade entre tensões e deformações, se retiradas as tensões, as deformações não voltam a zero. Na Mecânica dos Solos a constante elástica E é conhecida como módulo de deformabilidade e o coeficiente de Poisson não deve ser considerado uma constante, já que na teoria o valor é da ordem de 0,5 para as deformações com índice de vazios constantes. Se não há deformação lateral, fundamentalmente em função da variação dos índices de vazios, o conceito de coeficiente de Poisson perde o seu significado exato, compreende? O cálculo do recalque imediato é apenas válido se considerarmos camadas profundas de argila de espessuras relativamente pequenas entre camadas pouco permeáveis e as dimensões da fundação muito profundas em relação à espessura da camada sujeita à adensamento.

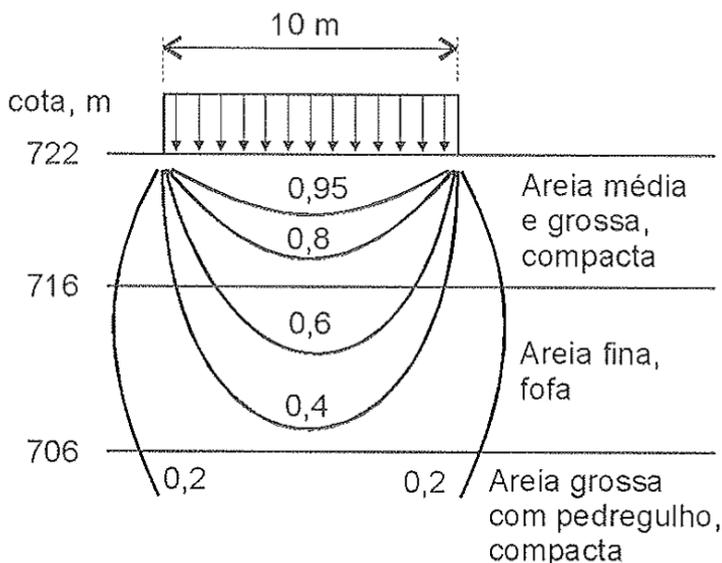


Exemplificando

Vamos verificar o estudo dos recalques a partir da Teoria da Elasticidade. Consideremos um edifício fundado sobre uma camada de argila mole. O peso do edifício é transferido ao solo por meio de um elemento de fundação em concreto cuja carga é distribuída uniformemente sobre a superfície. O subsolo está constituído por um estrato de areia que contém a certa profundidade uma camada de argila (camada

confinada). Devemos ter cuidado ao calcular os carregamentos em vários pontos da base do edifício, já que haverá deformação na base. Se a camada de argila não for espessa em comparação ao ponto onde se deseja prever o efeito da fundação, podemos supor que o efeito é semelhante na base da fundação. Entretanto, se a camada for espessa podemos considerar constantes ao longo da espessura da camada, dividindo a camada em níveis. Assim, um elemento de fundação provoca um carregamento uniforme onde a distribuição de tensões apresenta uma forma convexa, em relação a superfície, onde a pressão sobre as camadas compressíveis é máxima no centro e decresce até as bordas da superfície. Então, no subsolo de uma fundação homogênea, o peso de um edifício produz no solo uma compressão do mesmo, sem que ocorra uma deformação lateral. Esse carregamento produz uma redução no volume e uma redução adicional devido à deformação lateral. Se o solo for perfeitamente elástico e homogêneo até certa profundidade, a redução da camada devido à deformação lateral seria consideravelmente maior que produzido pela diminuição de volume, conforme apresentado na Figura 2.6.

Figura 2.6 | Teoria da elasticidade em solo heterogêneo



Fonte: Pinto (2006, p.176).

Agora que você já aprendeu sobre os ensaios de compressão simples e edométrico e a aplicação em problemas de engenharia, como recalques, vamos aprofundar o conhecimento avançando em nossos estudos?



Pesquise mais

Vamos agora avançar em nosso conhecimento a partir das Seções 9.1 e 9.2 do livro *Mecânica dos Solos e suas Aplicações*, disponível na Biblioteca virtual, além de dois artigos científicos apresentados a seguir, nos quais veremos todos os conceitos que aprendemos em nossa seção a partir de estudos de casos:

- Seções 9.1 e 9.2 – Caputo, P. H. Caputo, A. N., Rodrigues, M. de A. R. **Mecânica dos solos e suas aplicações**. 7. ed. Rio de Janeiro: LTC, 2015. v. 1 fundamentos.
- Resistência à Compressão Simples de Solos Residuais Compactados Reforçados com Geossintético. Disponível em: <<https://www.geosynthetic.net.br/wp-content/uploads/28-CB-07-0006.pdf>>. Acesso em: 23 abr. 2018.
- A influência dos líquidos de inundação na deformação de “liners” compactados. Disponível em: <<https://www.fara.edu.br/sipe/index.php/renefara/article/view/360>>. Acesso em: 23 abr. 2018.

Sem medo de errar

Como vimos a empresa projetista está necessitando conhecer a susceptibilidade a recalques de um uma região, onde será implantado um condomínio. Para isso foi retirada uma amostra da argila para a execução de ensaios edométricos. Após o envio dos resultados do ensaio (dados de pressão em kg/cm^2 e leitura de extensômetro em centímetros) é necessário estimar o m_v e apresentar os resultados graficamente por meio de curvas que devem fornecer a variação do índice de vazios da amostra com a pressão aplicada.

Inicialmente devemos entender que essas curvas podem ser de dois tipos. A primeira é uma curva em escala natural do índice de vazios (ordenada) x a pressão de ensaio (abscissa). A segunda curva é quase semelhante, porém o eixo da abscissa é apresentado em escala logarítmica, como vimos em nossa seção.

Vamos determinar a altura dos sólidos na amostra, que pode ser dada por:

$$H_0 = \frac{V_s}{A} = \frac{M_s}{A \cdot \rho_s} = \frac{444,6}{91,8 \cdot 2,83} = 1,71 \text{ cm}.$$

Posteriormente, vamos

determinar o índice de vazios (e), que podemos definir pela relação:

$$e = \frac{V_v}{V_s}.$$

Assim, podemos definir esses dois índices pelas expressões:

$V_v = H_v \times A = (H - H_0) \times A$ e $V_s = H_0 \times A$, onde o volume de vazios (V_v) é dada pela altura de vazios ($H - H_0$) pela área do anel (A) e, o volume dos grãos (V_s) dada pela altura dos grãos (H_0) pela área do anel (A).

Durante o ensaio de compressão confinada toda a variação de volume é representada por uma variação de altura. O valor de H_0 é o mesmo durante todo o ensaio, pois os grãos são considerados incompressíveis. A variação de H é dada pela leitura do extensômetro e podemos reformular a Tabela 2.1 anteriormente apresentada, a partir da Tabela 2.2.

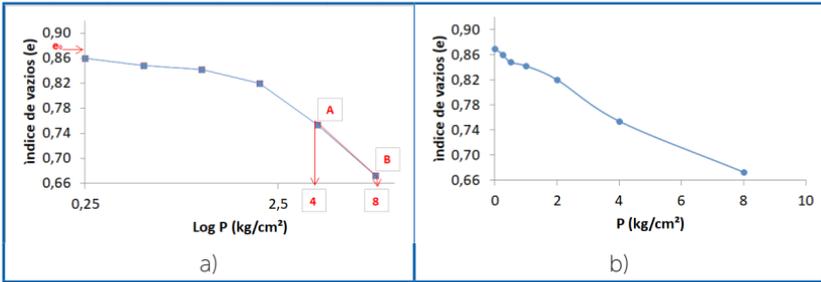
Tabela 2.2 | Resultados do ensaio edométrico

Pressão P (kg/ cm ²)	Leitura do extensômetro (cm)	Δ Extensômetro (cm)	Altura da amostra (H)	$e = \frac{H - H_0}{H_0}$
0,0	0,8600	-	3,200	0,870
0,25	0,8410	0,019	3,181	0,860
0,50	0,8200	0,021	3,160	0,848
1,0	0,8110	0,009	3,151	0,842
2,0	0,7710	0,040	3,111	0,820
4,0	0,6710	0,100	3,001	0,754
8,0	0,5310	0,140	2,861	0,673

Fonte: elaborada pelo autor.

Obtemos assim o valor do e correspondentes às pressões aplicadas, plotando o índice de vazios (em escala natural) e as pressões (em escala logarítmica) e obtendo a curva apresentada na Figura 2.7 (a). Para traçar a curva e vs. P basta colocar o índice de vazios no eixo das ordenadas e as pressões no eixo das abscissas ambas em escala natural (Figura 2.7 b).

Figura 2.7 | Curva e vs. $\log P$ e e vs. P



Fonte: elaborada pelo autor.

Graficamente (em vermelho) são apresentados adicionalmente índices que poderiam ser utilizados para a determinação da compressão do solo.

Para determinar m_v basta utilizarmos a fórmula

$$\rho = \frac{m_v \cdot \sigma'}{H}$$

de argila é $28,3 \text{ kN/m}^3$ (transformando a massa específica para peso específico temos considerando temos que:

$$m_v = \frac{\rho \times \sigma'}{H} = \frac{0,531 \times 8}{3,2} = 1,3275 \text{ cm}^2 / \text{kg i.}$$

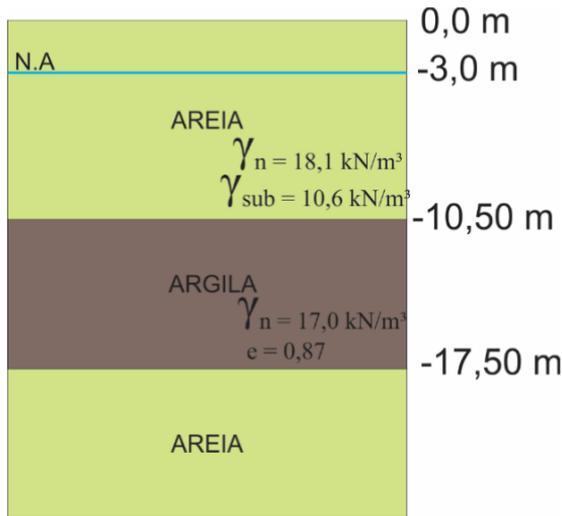
Avançando na prática

Aumentando a Carga no Terreno

Descrição da situação-problema

A partir do perfil geológico abaixo, certa empresa deseja instalar em uma das extremidades do terreno municipal, uma antena de transmissão de sinal de celular. A torre deverá ser construída num terreno cujo perfil é um pouco diferente, possuindo uma camada arenosa sobre a camada de argila, conforme apresentado na Figura 2.8.

Figura 2.8 | Perfil geológico da fundação da torre



Fonte: elaborada pelo autor.

Considerando um ensaio edométrico realizado na argila notou-se que $e_f = 0,808$ e que o peso da torre ($1,2 \text{ kg/cm}^2$) causará um aumento de pressão sobre a camada de argila. Desta forma, a empresa necessita que você determine qual será o recalque no terreno.

Resolução da situação-problema

Consideramos a influência no meio da camada de argila ($H = 7m$) e como já temos os parâmetros informados, basta que apliquemos a fórmula

$$\rho = \frac{\Delta H}{(1 + e_0)} \times (e_0 - e_f) \text{ e assim basta substituir os valores,}$$

$$\text{ou seja, } \rho = \frac{7}{(1 + 0,87)} \times (0,87 - 0,808) = 0,232m .$$

Faça valer a pena

1. Considere que uma amostra de argila foi extraída a 0,6 m abaixo da superfície do terreno. Sabendo que a argila possui índice de vazios de 1,005

e massa específica de $1,92 \text{ g/m}^3$ e após o ensaio edométrico o índice de vazios foi de $0,997$, qual seria o valor de m_v , a qual a argila está submetida?

Assinale a alternativa correta:

- a) $0,0057 \text{ m}^2/\text{g}$
- b) $0,03 \text{ m}^2/\text{g}$ e) $0,057 \text{ m}^2/\text{g}$
- c) $0,07 \text{ m}^2/\text{g}$
- d) $0,007 \text{ m}^2/\text{g}$

2. Considerando o problema mencionado na questão anterior, na camada de argila e os parâmetros obtidos, se ocorresse um incremento de pressão no valor de $0,7 \text{ g/m}^2$, qual seria o valor do módulo edométrico?

Assinale a alternativa correta:

- a) $0,005 \text{ m}^2/\text{g}$ d) $0,007 \text{ m}^2/\text{g}$
- b) $0,03 \text{ m}^2/\text{g}$ e) $0,05 \text{ m}^2/\text{g}$
- c) $0,07 \text{ m}^2/\text{g}$

3. A Teoria da Elasticidade é bastante empregada no cálculo das tensões e também pode ser aplicada na avaliação de recalques. Considerando o contexto apresentado, avalie as seguintes asserções e a relação proposta entre elas:

I. A Teoria da Elasticidade apresenta dificuldade em aplicação direta a certos casos de avaliação de recalque, como os solos heterogêneos.

PORQUE

II. Existe grande variação dos módulos de elasticidade em solos heterogêneos, aumentando em função da profundidade e confinamento, o que não ocorre em solos homogêneos.

A respeito dessas asserções, assinale a alternativa correta:

- a) as asserções I e II são proposições verdadeiras, e a II é uma justificativa da I.
- b) as asserções I e II são proposições verdadeiras, mas a II não é uma justificativa da I.
- c) a asserção I é uma proposição verdadeira, e a II é uma proposição falsa.
- d) a asserção I é uma proposição falsa, e a II é uma proposição verdadeira.
- e) as asserções I e II são proposições falsas.

Seção 2.2

Deformações devidas a carregamentos verticais - adensamento

Diálogo aberto

Olá aluno! Nesta seção avançaremos em nossos estudos, compreendendo o efeito do adensamento em solos argilosos quando estão saturados, onde abordaremos o conceito de tensão de pré-adensamento e como o fenômeno do recalque ocorre em solos normalmente adensados, pré-adensados e sobreadensados. Sempre que uma argila saturada é carregada por ações externas, são desenvolvidos gradientes hidráulicos e fluxo de água. À medida que a água vai sendo expulsa, existe uma deformação do solo até que seja atingida uma posição de equilíbrio. Essa variação de volume que ocorre ao longo do tempo caracteriza o adensamento do solo. Lembre-se! Quando estamos falando de argila, os recalques (ou deformações do solo) são muito lentos. Já em areias e argilas não saturadas, os recalques são rápidos. Vamos agora avançar de forma prática os conceitos que abordamos brevemente a partir de uma situação real de campo.

Em uma das etapas do Plano de Expansão do Município existe a necessidade da construção de um hospital que irá atender uma grande região. Nesse sentido, alguns ensaios foram executados no solo de fundação e encaminhados a você por ser o engenheiro responsável do projeto. Na Tabela 2.3 abaixo estão os resultados de um ensaio de adensamento de laboratório na mesma ordem em que foram obtidos.

Tabela 2.3 | Resultados do ensaio de adensamento

Tensão Vertical Efetiva (kPa)	Índice de Vazios
25	1,03
50	1,02
100	0,98
200	0,91
400	0,79

Tensão Vertical Efetiva (kPa)	Índice de Vazios
800	0,71
1600	0,62
800	0,64
400	0,66
200	0,67

Fonte: elaborado pelo autor.

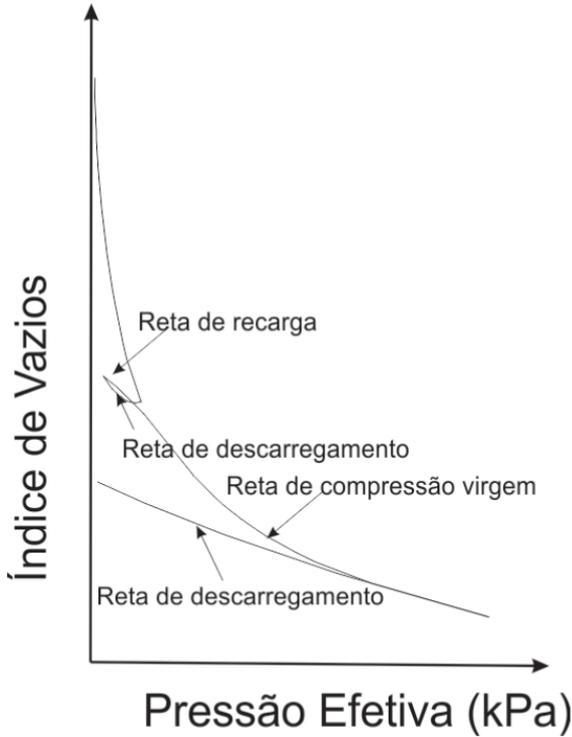
Com base no seu conhecimento e considerando que o índice de vazios inicial do solo é de 1,05, é necessário que você determine a tensão de pré-adensamento. Utilize os métodos de Casagrande e de Pacheco Silva para auxiliá-lo nesta tarefa e justifique: qual seria o mais adequado para esta fundação?

É necessário que você compreenda a diferença entre os dois métodos solicitados, principalmente as vantagens e desvantagens. Vamos a mais um desafio profissional?

Não pode faltar

Olá, aluno! Nesta seção continuaremos estudando sobre o efeito do adensamento, porém considerando o efeito da saturação em argilas. Essa avaliação é de suma importância para entendermos o conceito de tensão de pré-adensamento, tendo em vista que o comportamento da argila permite que ela possa estar normalmente adensada, pré-adensada ou sobreadensada. Veremos que esta informação é muito importante na previsão de recalques. Vamos iniciar nossos estudos analisando a Figura 2.9. Ela representa a curva edométrica de uma argila que foi previamente amolgada (amassada) com uma umidade correspondendo ao seu limite líquido (máxima saturação), sendo adotada uma escala natural no eixo das abscissas.

Figura 2.9 | Curva edométrica em escala natural

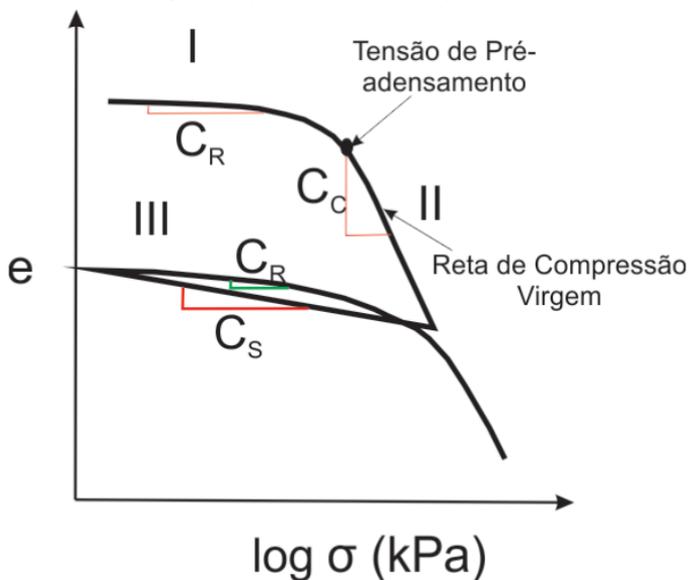


Fonte: adaptada de Salas e Alpañes (1975, p.163).

A pressão vai sendo progressivamente aumentada até 1 kp/cm^2 (equivalente a 98 kPa) e depois diminuindo até $0,2 \text{ kp/cm}^2$. Você sabia que os distintos trechos da curva edométrica recebem nomes diferentes? Podemos observar que as deformações vão sendo menores para um mesmo acréscimo de pressão, obtendo-se uma linha (I) como a representada na Figura 2.10 e, neste caso, os trechos são aproximadamente retos. Analisando a Figura 2.10 podemos definir três trechos característicos. O primeiro (I) é a parte ligeiramente curva que apresenta a recompressão do solo até um valor característico denominado tensão de pré-adsensamento ou de consolidação, que corresponde à máxima tensão que o solo já sofreu na natureza. A curva reta e inclinada (II), definida como reta virgem, reflete o comportamento do solo submetido a tensões superiores a máxima que ele já suportou, onde as deformações são bem pronunciadas. O coeficiente angular da reta virgem é denominado

por meio da equação, em módulo: $C_c = \frac{(e_1 - e_2)}{(\log \bar{\sigma}_2 - \log \bar{\sigma}_1)}$ onde C_c é chamado de índice de compressão na reta virgem.

Figura 2.10 | Determinação dos parâmetros de compressibilidade



Fonte: elaborada pelo autor.

A curva quase horizontal (III) corresponde à parte final do ensaio, quando o corpo de prova é descarregado gradualmente (sofre ligeiras expansões) e pode ser determinado o índice de recompressão (C_R). Assim, como o índice de compressão, o índice de recompressão e o índice de expansão (C_S) são representados por meio de equações muito semelhantes. Se observarmos na Figura 2.10, os trechos de descarregamento e de recompressão quase coincidem e os distintos trechos de descarregamento são quase paralelos.



Dica

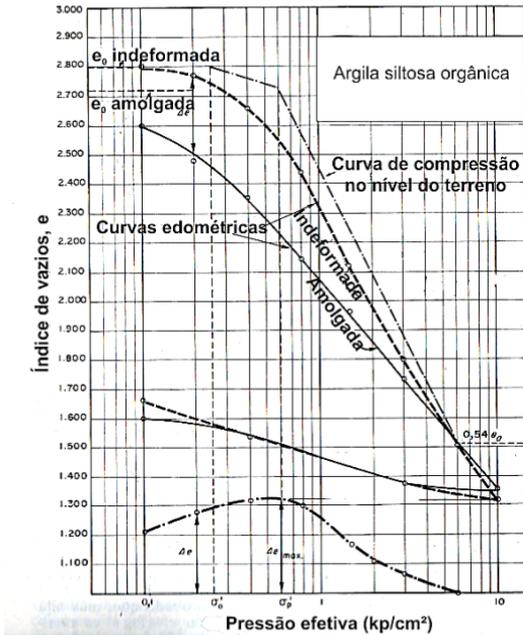
Considere uma argila que foi comprimida até o seu limite líquido e posteriormente sofreu um descarregamento e depois voltou a ser

carregada novamente com a mesma pressão. Nesse caso no gráfico apresentado na Figura 2.10 aparecerá um ponto anguloso (próximo ao indicado em III), representando os efeitos de carregamento, descarregamento e novo carregamento.

Observe que na Figura 2.10 que cada estágio de carga equivale a uma redução na altura, expressa pela variação do índice de vazios. A curva de recompressão corresponde a recompressão do solo devido à retirada do material do maciço terroso, sendo um processo de descarregamento devido à retirada do peso das camadas subjacentes. Considerando que a superfície do terreno não é regular e uniforme, o solo pode ficar submetido ao longo de anos a determinadas tensões, que dependendo do volume de material subjacente, podem ser maiores ou menores. Ela pode refletir a história geológica da formação do maciço, interessante não? Já a reta de compressão virgem representa a primeira compressão do material em sua formação geológica.

Vamos considerar um solo na natureza submetido à certa pressão efetiva. Se uma amostra inalterada é amostrada e submetida a um ensaio edométrico devemos observar um ponto anguloso como o apresentado na Figura 2.11, o que corresponderia ao carregamento que a amostra estava submetida no terreno antes da amostragem (trecho de recompressão). A Figura 2.11 apresenta curvas edométricas para uma amostra indeformada e outra amolgada. A primeira observação que podemos fazer é que na amostra indeformada, o ponto anguloso não está bem definido e isto se deve a várias razões. Vamos compreendê-las?

Figura 2.11 | Curvas edométricas de amostras amolgadas e indeformadas



Fonte: Sala e Alpañes, (1975, p. 166).

De certa forma, como não conhecíamos inicialmente a pressão efetiva máxima que a amostra estava submetida (pressão

de adensamento, σ'_p), não foi possível fazer uma progressão de carregamentos. Se na Figura 2.10 não tivéssemos feito a progressão de cargas de 1 kp/cm^2 , o ponto angular também não seria claramente observado.



Refleta

Por mais que os procedimentos de amostragem busquem a preservação das características do solo, os mesmos são efetivamente eficazes? Será que a melhor prática de amostragem é capaz de garantir a não perturbação da amostra?

Podemos resumir os efeitos da perturbação da amostra observados na curva edométrica, quando há diminuição do

índice de vazios para uma pressão vertical dada, mascarando o histórico de tensões do solo. Também observamos que além da sua pressão de pré-adensamento, o índice de compressão do solo diminui. Observando ainda a figura 2.11 nota-se que o trecho de descarregamento não sofreu mudança considerável em comparação com o solo amolgado.

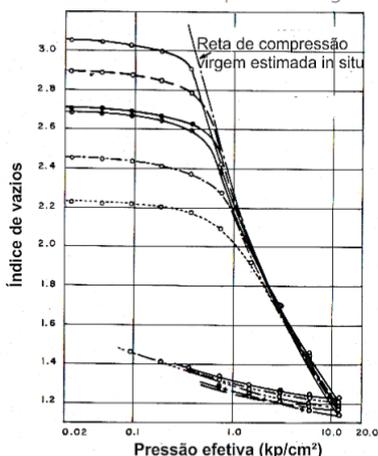


Dica

Precisamos atentar ao fato de que, as cargas que atuaram na amostra em campo foram por um tempo superior se compararmos as cargas que são aplicadas no ensaio edométrico.

Na Figura 2.12 são apresentados seis ensaios edométricos executados a partir de amostras indeformadas de argila, retiradas em sondagens em distintas profundidades. As diferenças entre as posições entre os trechos iniciais da curva obedecem a diferentes graus de adensamento subjacente a um terreno recente. A Figura 2.12 mostra claramente que a posição do trecho de compressão virgem é aproximadamente única para um solo dado, sem grande susceptibilidade, em intervalos de tempo curtos onde não houve tempo para processo de cimentação e alterações químicas, por exemplo. Entretanto, para nós interessa conhecer o trecho de compressão. Para isso, devemos eliminar os efeitos da perturbação.

Figura 2.12 | Posição única do trecho de compressão virgem



Fonte: Sala e Alpaães, (1975, p. 167).

Estudos indicam que o prolongamento das retas iniciais da reta de compressão virgem da curva edométrica para amostras de distintos graus de perturbação vão se localizar aproximadamente sobre o mesmo ponto. Em média, este ponto corresponde entre 42% a 54% do valor inicial do índice de vazios; é nesta propriedade que são baseadas a correção das curvas edométricas, sabia?

Ao carregarmos continuamente o solo no ensaio de adensamento (edométrico) teremos a máxima tensão a que o solo tenha sido submetido no campo, correspondendo a tensão de pré-adensamento. A tensão de pré-adensamento representa a pressão limite da curva de recompressão, correspondendo ao estado de solitação a que o solo esteve anteriormente submetida. O valor da tensão de pré-adensamento não é necessariamente igual a pressão efetiva, determinada no perfil do terreno, se levarmos em consideração o próprio peso da terra existente quando a mostra foi retirada. Desta forma, a argila pode se apresentar sobre três maneiras:

- Se a tensão efetiva existente no solo for igual a tensão de pré-adensamento, significa que o solo nunca esteve anteriormente submetido a tensões maiores do que as atuais, sendo considerado **normalmente adensado**;
- Caso a tensão efetiva existente no solo for menor que a tensão de pré-adensamento, corresponde a situação de que no passado o solo esteve sujeito a tensões maiores do que as atuais (remoção por erosão), sendo **considerado pré-adensado**;
- Por fim, se a tensão efetiva existente no solo for superior a tensão de pré-adensamento, trata-se de um solo que ainda não atingiu as suas condições de equilíbrio, portanto não terminou de adensar sob o próprio peso da terra, sendo considerado como **parcialmente adensado** ou **sobre-andensado**.



Assimile

Você sabia que o adensamento pode ocorrer em dois momentos distintos? O adensamento primário representa a situação em que a camada sedimentada sofre pressão de seu peso ou do peso das camadas superiores. A água entre os grãos vai sendo expulsa, o índice de vazios vai decrescendo e a coesão aumentando (argilas). Já o adensamento secundário ocorre quando as partículas chegam

a distâncias muito próximas, causando quebra dos grãos, expulsão de cátions adsorvidos, diminuição dos filmes de água adsorvida e diminuição do índice de vazios à pressão constante.

Quando uma argila está sobreadensada significa que em algum momento de sua história geológica foi submetida a uma pressão efetiva maior que a atual, como já dissemos anteriormente. Esta maior pressão em determinada época pode ter sido proveniente do peso dos estratos que sofreram erosão, remoção de massas glaciais ou ressecamento do solo devido a exposição à atmosfera, por exemplo.



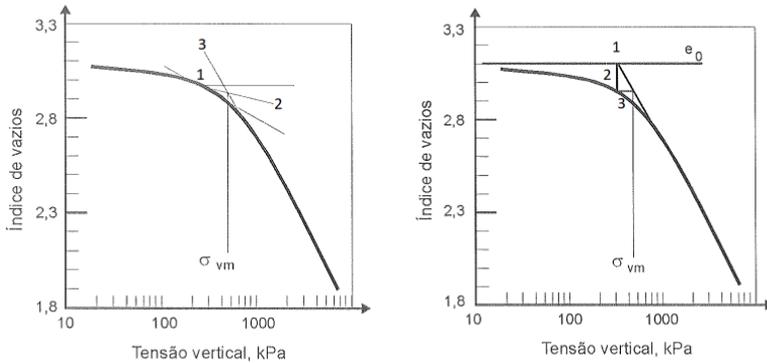
Assimile

Cabe ressaltar que em algumas situações existem considerações geológicas que não permitem estimar a tensão de pré-adensamento em solos sobreadensados. Entretanto, podemos estimar o estado dos solos argilosos em função da razão entre a tensão de pré-adensamento (σ_{vm}) e a tensão efetiva (σ'), fornecendo a taxa de consolidação

(OCR). Assim, se $OCR = \frac{\sigma_{vm}}{\sigma'} = 1$ a argila é normalmente adensada e se $OCR = \frac{\sigma_{vm}}{\sigma'} > 1$ a argila será pré-adensada.

A Figura 2.13 indica dois métodos gráficos para determinação da tensão de pré-adensamento. A esquerda é apresentado o mais conhecido deles, o Método de Casagrande (Figura 2.13 a) e a direita o Método de Pacheco e Silva (Figura 2.13 b)).

Figura 2.13 | Determinação da tensão de pré-adensamento (σ_{vm}) pelo (a) Método de Casagrande e (b) Pacheco e Silva

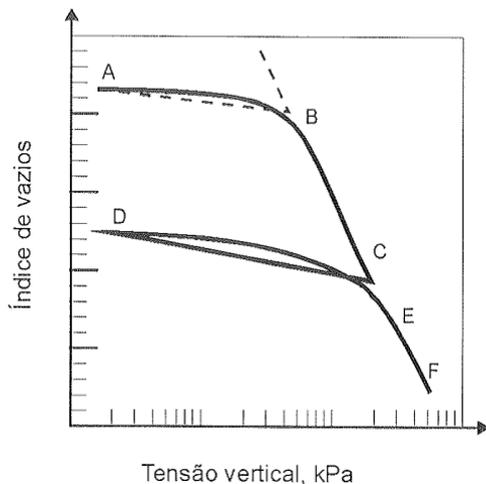


Fonte: adaptada de Sousa Pinto (2006, p.180-181).

No método de Casagrande, Figura 2.13 (a), devemos escolher o ponto de maior curvatura apresentada na curva edométrica. Traçamos uma tangente à curva e uma horizontal pelo ponto de tangência (1). Posteriormente determinamos a bissetriz destas duas retas (2). Prolongamos a reta de compressão virgem (linha que une o trecho retilíneo da curva edométrica) até interceptar a bissetriz (3). O ponto de interseção nos dará o índice de vazios e a pressão de pré-adensamento. Já pelo Método de Pacheco e Silva, Figura 2.13 (b), devemos traçar uma horizontal na altura do índice de vazios inicial (e_0) (1) e prolongamos a reta de compressão virgem até encontrar a horizontal traçada (1). No ponto de interseção traçamos uma reta vertical até encontrarmos a curva edométrica (2). Do ponto de interseção da vertical com a curva traçamos uma nova horizontal até a reta de compressão virgem (3). O novo ponto de interseção nos fornecerá o índice de vazios e a tensão de pré-adensamento.

Vamos agora determinar o recalque em solos normalmente adensados e sobre-adensados, com base na Figura 2.14.

Figura 2.14 | Curva edométrica em argilas



Fonte: Sousa Pinto (2006, p.179).



Exemplificando

Vamos considerar a Figura 2.14. Se necessitarmos obter os índices C_C e C_R basta aplicarmos a fórmula que já vimos anteriormente, porém adotando os valores corretos da Curva.

Assim:
$$C_C = \frac{(e_B - e_C)}{(\log \sigma_C' - \log \sigma_B')} \quad e$$

$$C_R = \frac{(e_D - e_E)}{(\log \sigma_E' - \log \sigma_D')}$$
 .Vamos aplicar essas fórmulas fornecendo

valores aproximados e arbitrários para a Figura 2.14. A argila é comprimida de B para C, com tensões de 10 kPa para 20 kPa, respectivamente, reduzindo o índice de vazios de 2 para 1. O índice de compressão será dado

por:
$$C_C = \frac{(2 - 1)}{(\log 20 - \log 10)} = \frac{1}{(1,3 - 1)} = 3,33$$
 . Agora, imagine

que a amostra foi descarregada de C para D e posteriormente sofreu recarregamento de D para E, com tensões de 1 kPa e 25 kPa, respectivamente cujo índice de vazios varia de 1,3 para 0,7. O índice de

recompressão será de:
$$C_R = \frac{(1,3 - 0,7)}{(\log 25 - \log 1)} = \frac{0,6}{(1,4 - 0)} = 0,43$$
 .

Em solos normalmente adensados (tensão no campo sobre a reta virgem), podemos determinar o índice de compressibilidade

na Figura 2.14 a partir da expressão: $C_c = \frac{(e_1 - e_2)}{(\log \sigma_2' - \log \sigma_1')}$,

como já apresentamos anteriormente. Se substituirmos $(e_2 - e_1)$ na equação para determinar o recalque (ρ) temos a fórmula para determinação desse fenômeno neste tipo de solo, dada por

$$\rho = \frac{C_c \times H_c}{(1 + e_c)} \times \log \left(\frac{\sigma_c'}{\sigma_f'} \right).$$

É muito importante você lembrar que

esta fórmula só é válida para a determinação do recalque em solos normalmente adensados. Ainda devemos considerar mais duas hipóteses. A primeira o solo é considerado pré-adensado, ou seja, ele se encontra com uma tensão efetiva abaixo da tensão de pré-adensamento (ponto B) sendo carregado até uma tensão efetiva abaixo da tensão de pré-adensamento. Neste caso o recalque é

determinado pela expressão: $\rho = \frac{H_A}{(1 + e_A)} \times C_R \times \log \left(\frac{\sigma_A'}{\sigma_B'} \right)$. Na

segunda possibilidade, o solo pode ser considerado sobreadensado, onde a tensão efetiva está abaixo da tensão de pré-adensamento (ponto B), sendo carregado até uma tensão efetiva superior a tensão de pré-adensamento e neste caso o recalque é dado pela expressão:

$$\rho = \frac{H_1}{(1 + e_1)} \times \left[C_R \times \log \left(\frac{\sigma_A'}{\sigma_B'} \right) + C_c \times \log \left(\frac{\sigma_B'}{\sigma_f'} \right) \right],$$

sendo H_1 e e_1 a

altura e o índice de vazios iniciais da amostra, respectivamente.



Pesquise mais

Vamos aprofundar nosso conhecimento a partir de nossa Biblioteca Virtual e um artigo científico que aplicam o que aprendemos em nossa seção.

- Seções 11.10, 11.10 e 11.17. do livro Fundamentos de Engenharia Geotécnica. Braja D., Khaled S. **Fundamentos de Engenharia Geotécnica**. São Paulo: Cengage Learning Learning, 2014.

- Silva, F. K.; Mazzuco, L. P.; Moreira, L. F.; Macedo, E.; Godoi, C. S.; Espindola, F. S. Tratamento Geotécnico de Solos Moles com a Técnica Consolidação Profunda Radial (CPR) em Obra de Ampliação Portuária. In: **XVIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica**, 2016, 8 p. Disponível em: <<http://www.engegraut.com.br/biblioteca/CB-02-0002.pdf>>. Acesso em: 03 mai. 2018.

Sem medo de errar

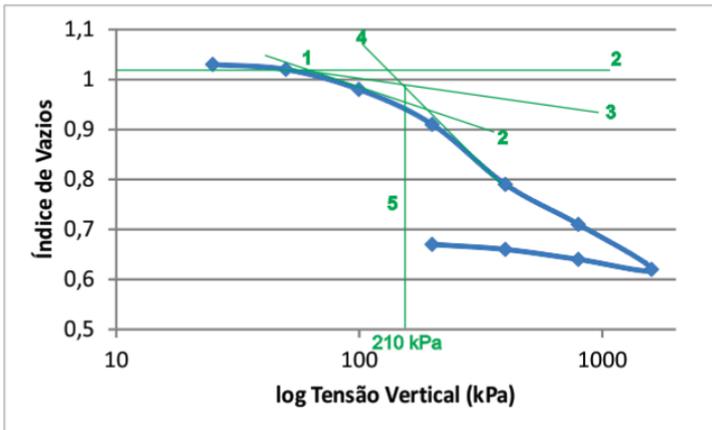
Como vimos anteriormente, a empresa projetista necessita construir um hospital que irá atender uma grande região, como parte do Plano de Expansão do Município. Foram executados alguns ensaios cujos resultados foram apresentados na Tabela 2.3. Inicialmente devemos plotar os resultados em um gráfico do índice de vazios (e) vs. O logaritmo da tensão vertical efetiva (σ_v'). Após montarmos o gráfico, devemos obter a tensão de pré-adensamento a partir do método de Casagrande (Figura 2.15) e Pacheco Silva (Figura 2.16).

Relembrando que aprendemos como determinar a tensão de pré-adensamento pelo método de Casagrande, onde se indica na Figura 2.15 os passos para encontrarmos. Assim, devemos:

- 1- Encontrar o ponto de maior curvatura;
- 2- Por ele, traçar uma horizontal e uma tangente à curva;
- 3- Traçar a bissetriz do ângulo formado pelas duas retas anteriores;
- 4- Prolongar a reta virgem até que esta corte a reta bissetriz;
- 5- A interseção da bissetriz com a reta virgem corresponde à tensão de pré-adensamento e o valor da ordenada ao correspondente índice de vazios.

Desta forma, graficamente encontramos o valor de 210 kPa.

Figura 2.15 | Método de Casagrande

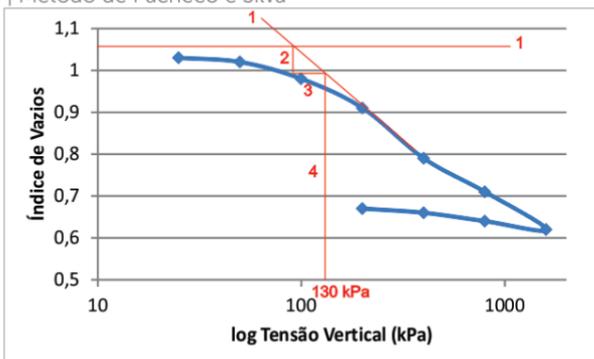


Fonte: elaborado pelo autor.

Repetindo o que fizemos anteriormente, vamos agora determinar a tensão de pré-adensamento pelo método de Pacheco e Silva, conforme os passos abaixo e enumerados na Figura 2.16.

- 1- Prolonga-se a reta virgem até a reta horizontal correspondente ao índice de vazios inicial da amostra;
- 2- Da interseção abaixa-se uma vertical até a curva de adensamento;
- 3- Deste ponto, traça-se uma horizontal até que esta encontre a reta de compressão virgem;
- 4- Este ponto de interseção é considerado como a tensão de pré-adensamento e o correspondente índice de vazios do solo.

Figura 2.16 | Método de Pacheco e Silva



Fonte: aFonte: elaborada pelo autor.

Com base no método de Pacheco e Silva temos que a tensão de pré-adensamento é de 130 kPa. Se compararmos ambos os métodos veremos que o método de Pacheco e Silva é menos subjetivo que o método de Casagrande, entretanto o método de Casagrande é o mais utilizado. Na verdade, não existe uma vantagem imediata entre a utilização de um método ou outro, porém, uma vantagem do método de Pacheco e Silva em relação ao de Casagrande é a independência da escala do desenho.

Avançando na prática

Expandindo as instalações

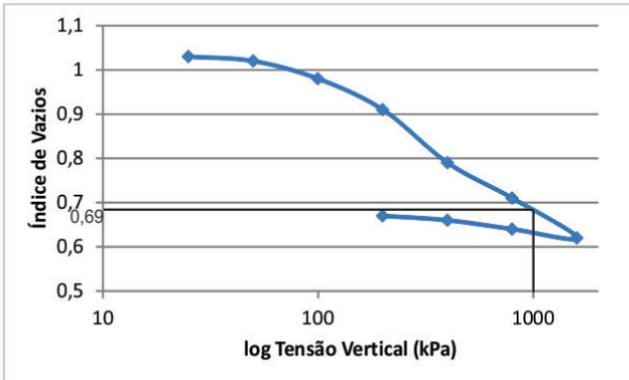
Descrição da situação-problema

Durante a elaboração do projeto do hospital, a empresa projetista sugere à prefeitura a expansão do prédio do hospital em dois blocos, o que aumentaria a demanda e não impactaria tanto no orçamento. Assim, a empresa solicita que você, como engenheiro responsável, interprete os dados informados e obtidos nos ensaios executados no solo (Tabela 2.3) com base no gráfico que você construiu com esses resultados, indique qual seria o índice de vazios quando o solo for submetido a uma tensão vertical efetiva de 1000 kPa.

Resolução da situação-problema

Com base no gráfico do índice de vazios pela tensão vertical efetiva, para uma tensão de 1000 kPa o índice de vazios será de 0,69, como podemos ver na Figura 2.17.

Figura 2.17 | Índice de vazios vs. Tensão vertical efetiva



Fonte: elaborada pelo autor.

Faça valer a pena

1. Uma camada de argila de 1,5 m de espessura está localizada entre duas camadas de areia. No centro da camada de argila, a tensão total vertical é de 200 kPa e a poropressão é de 100 kPa. O aumento de tensão vertical causada pela construção de uma estrutura, no centro da camada de argila, será de 100 kPa. Considerando que o solo está saturado, C_R de 0,05, C_C de 0,3, e e de 0,9. Se o solo for normalmente adensado, o recalque primário será de:

Assinale a alternativa correta:

- a) 71 mm.
- b) 65 mm.
- c) 37 mm.
- d) 12 mm.
- e) 25 mm.

2. Uma camada de argila de 1,5 m de espessura está localizada entre duas camadas de areia. No centro da camada de argila, a tensão total vertical é de 200 kPa e a poropressão é de 100 kPa. O aumento de tensão vertical causado pela construção de uma estrutura, no centro da camada de argila, será de 100 kPa. Considerando que o solo está saturado, C_R de 0,05, C_C de 0,3, e e de 0,9. Determine o recalque primário se $OCR = 2$.

Assinale a alternativa correta:

- a) 71 mm.
- b) 65 mm.
- c) 37 mm.
- d) 12 mm.
- e) 25 mm.

3. Uma camada de argila de 1,5 m de espessura está localizada entre duas camadas de areia. No centro da camada de argila, a tensão total vertical é de 200 kPa e a poropressão é de 100 kPa. O aumento de tensão vertical causado pela construção de uma estrutura, no centro da camada de argila, será de 100 kPa. Considerando que o solo está saturado, C_R de 0,05, C_C de 0,3, e e de 0,9. Determine o recalque primário se $OCR = 1,5$.

Assinale a alternativa correta:

- a) 71 mm.
- b) 65 mm.
- c) 37 mm.
- d) 12 mm.
- e) 25 mm.

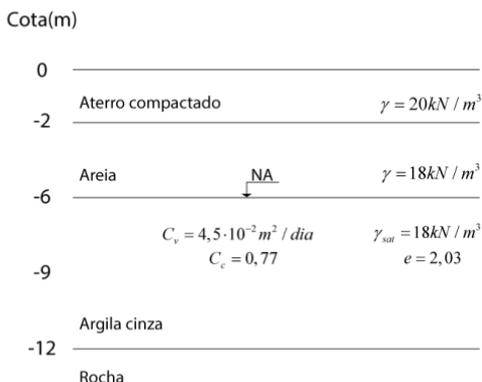
Seção 2.3

Teoria do adensamento

Diálogo aberto

Olá, aluno! Em nossa seção anterior aprendemos sobre a tensão de pré-adensamento e como o recalque pode ocorrer quando os solos argilosos são normalmente, pré ou sobreadensados. Nesta nossa última seção da Unidade 2, iniciaremos nossos estudos avançando sobre o conceito do adensamento, entendendo este fenômeno por meio da analogia de Terzaghi, determinando importantes parâmetros como o grau e o coeficiente de adensamento, avaliando ainda a relação dos recalques ao longo do tempo. Vamos iniciar nossa seção reproduzindo mais uma situação que você encontrará futuramente em sua carreira. Sabemos que a empresa projetista ganhou a licitação de obras relacionadas ao Plano de Expansão Municipal, cuja sua responsabilidade como engenheiro projetista é fornecer parâmetros técnicos que subsidiem os projetos. Como segunda etapa do plano, será necessário expandir uma estrada por meio de uma ponte já existente, concluída há um ano e que atualmente é apenas destinada a carros de pequeno porte, mas que já apresenta patologias oriundas de recalques. Como engenheiro responsável você verifica os dados de desenvolvimento dos recalques dos pilares da ponte iniciando pelo pilar A. As fundações da ponte foram construídas sobre o perfil geológico apresentado na Figura 2.18:

Figura 2.18 | Perfil geológico do terreno



Fonte: elaborada pelo autor.

Sabe-se que a fundação está transmitindo ao solo uma pressão uniforme de 200 kN/m^2 e o solo nunca esteve submetido anteriormente a maiores tensões. Assim, é necessário que você determine o recalque total do pilar A, quanto tempo falta para atingi-lo e o recalque ocorrido até o momento. Utilize peso específico da água igual $9,81 \text{ kN/m}^3$ e empregue o conhecimento adquirido nas outras seções da unidade e entenda principalmente como o recalque ocorre ao longo do tempo. Vamos a mais um desafio profissional?

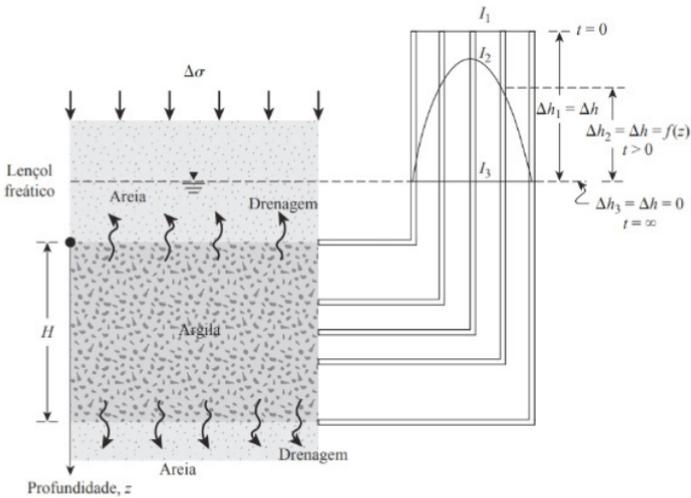
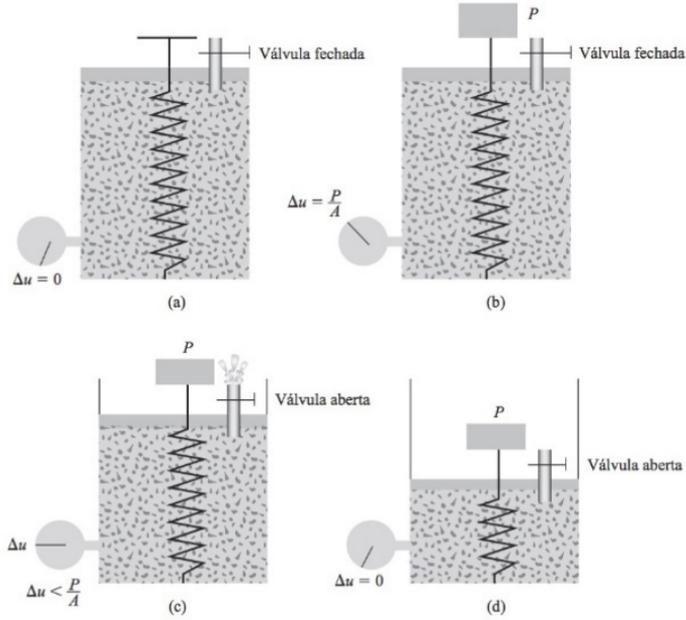
Não pode faltar

Olá, aluno! Nesta nossa última seção da Unidade 2 vamos explorar ainda mais os conceitos sobre o adensamento dos solos, determinando o grau e o coeficiente de adensamento, avaliando também como esse fenômeno ocorre ao longo do tempo. O carregamento do solo origina principalmente a redução do volume de poros, onde a redução do arranjo estrutural dos grãos devido ao carregamento pode ser desprezível. Considerando que o solo está saturado, quando houver a redução dos vazios a água será expulsa. Com o carregamento aplicado na superfície a água suportará inicialmente as tensões, transferindo gradualmente para o esqueleto sólido do solo, devido ao baixo coeficiente de permeabilidade das argilas; temos assim o fenômeno denominado adensamento, termo muito diferente do conceito de compactação relacionado a compressão artificial do terreno por meios mecânicos com expulsão do ar. Se um solo argiloso está saturado, ou seja, um solo de baixa permeabilidade, o adensamento será muito lento, tendo em vista que a água demorará um longo tempo para ser expulsa até os limites permeáveis das camadas drenantes. Com o passar do tempo, a água vai sendo expulsa do solo argiloso e este volume corresponde ao mesmo volume de vazios que vai sendo reduzida. Desta forma os grãos do solo passam a ter maior superfície de contato entre si, absorvendo parte da carga aplicada.

Vamos entender o processo acima pela analogia mecânica de Terzaghi. Se colocarmos uma argila em um edômetro podemos compará-la a uma série de divisões separadas por molas em um recipiente com água, como apresentado na Figura 2.19. O modelo pode ser um análogo a um pistão com uma mola provido de

uma torneira. Inicialmente (antes de $t=0$), o sistema encontra-se em equilíbrio.

Figura 2.19 | Analogia mecânica do adensamento pela Teoria de Terzaghi



Fonte: Braja, 2014 (p. 302 e 304).

Se aplicarmos bruscamente um acréscimo de pressão $\Delta\sigma$ sobre o diafragma superior, como indicado, em um primeiro momento a água preencherá o mesmo volume, porém sendo menos compressível que as molas, toda a carga aplicada será suportada por ela, preenchendo todos os espaços vazios entre os diafragmas gerando um acréscimo de pressão igual a $\Delta\sigma$, registrada pela elevação do nível d'água nos tubos piezométricos localizados na Figura 2.19. Desta forma, no tempo inicial há um incremento de pressão externa instantânea que provoca um aumento idêntico de pressão na água. A água presente em todos os tubos chegará à mesma altura, onde os níveis de todos são indicados por uma reta horizontal que podemos chamar de C_0 . Como não houve tempo para o escoamento da água (variação de volume), a mola não sofre compressão e, portanto, não suporta carga. Veremos que imediatamente, devido ao mesmo acréscimo de pressão, a água situada no compartimento superior começará a escapar pelos orifícios dos tubos. Assim, o diafragma superior irá rebaixar e as molas compensarão parte da carga. Há, a partir daí, a variação de volume com o tempo, pela saída da água, e simultaneamente, ocorre a dissipação da pressão neutra. No instante 1 o acréscimo de pressão de água irá baixar no compartimento da célula, enquanto que a força suportada pelas molas será equivalente a uma carga uniformemente distribuída. Assim, será criada uma segunda região com certo excesso de altura piezométrica em relação ao primeiro, com certa movimentação da massa de água. Portanto, o acréscimo de pressão de água decrescerá e as molas sofrerão uma força equivalente. Podemos fazer as mesmas considerações para os demais compartimentos da célula e no instante t os acréscimos de pressão de água localizada entre os diafragmas serão Δu_{t1} , Δu_{t2} , Δu_{t3} e Δu_{t4} , enquanto que as molas sofrem forças equivalentes as pressões $\Delta\sigma'_{t1}$, $\Delta\sigma'_{t2}$, $\Delta\sigma'_{t3}$ e $\Delta\sigma'_{t4}$. Gradativamente, aumenta a tensão na mola e diminui a pressão da água até atingir-se a condição final. É importante salientar que o desenvolvimento do processo é lento em cada momento que descrevemos, de modo que as forças de inércia são absolutamente insignificantes. Uma vez que a pressão externa está equilibrada pela pressão da mola, não há mais compressão e o adensamento está completo. A pressão de água em cada compartimento somada a pressão equivalente sofrida pelas molas é igual a $\Delta\sigma$.



O modelo de Terzaghi explica o comportamento dos solos reais de uma forma prática: o esqueleto mineral é representado pela mola de Terzaghi, e a tensão suportada por essa mola representa a tensão efetiva. Já a água está ligada ao líquido no interior dos poros ou vazios do solo. A pressão na água (ou no líquido) é a poropressão (pressão neutra).

Vamos recapitular alguns pontos importantes. No instante 1 os níveis d'água dos tubos piezométricos das Figura 2.19 estavam sobre uma linha C_1 . Se o experimento continuar a água seguirá escapando e as pressões decrescerão. Os níveis d'água nos tubos piezométricos vão formando sucessivamente as linhas C_2 , C_3 , etc. Essas linhas de nível d'água de todos os compartimentos são chamadas de isócronas. Finalmente, todos os acréscimos de pressão de água desaparecem e a carga total fica sustentada pelas molas que suportam a carga equivalente a pressão $\Delta\sigma$. A isócrona correspondente (podemos chamá-la de C_∞) será uma reta horizontal localizada no mesmo nível correspondente à água livre da superfície no diafragma superior.

Vamos agora sair da analogia do experimento de Terzaghi e nos concentrarmos em nossa amostra de solo colocada dentro do edômetro submetida a uma pressão σ'_0 que pode sofrer acréscimo de pressões ($\Delta\sigma$). O adensamento pode ser definido como sendo uma transferência gradual do acréscimo da pressão neutra para a tensão efetiva, como sabemos. Se necessitarmos abordar matematicamente o problema com facilidade, podemos utilizar a equação de Terzaghi (adotada na Teoria de Adensamento). Entretanto, algumas considerações devem ser feitas, por exemplo, o solo deve ser homogêneo e saturado; a compressibilidade dos grãos de solo e água são desprezíveis; o adensamento é unidirecional; o cálculo é infinitesimal é aplicável a meios constituídos por partículas de tamanho finito; o fluxo é unidimensional; a lei de Darcy é válida; a porosidade depende somente da pressão efetiva; as deformações individuais são desprezíveis; e os valores constantes da permeabilidade e o módulo edométrico instantâneo do solo durante todo o processo de consolidação. A estimativa do adensamento é

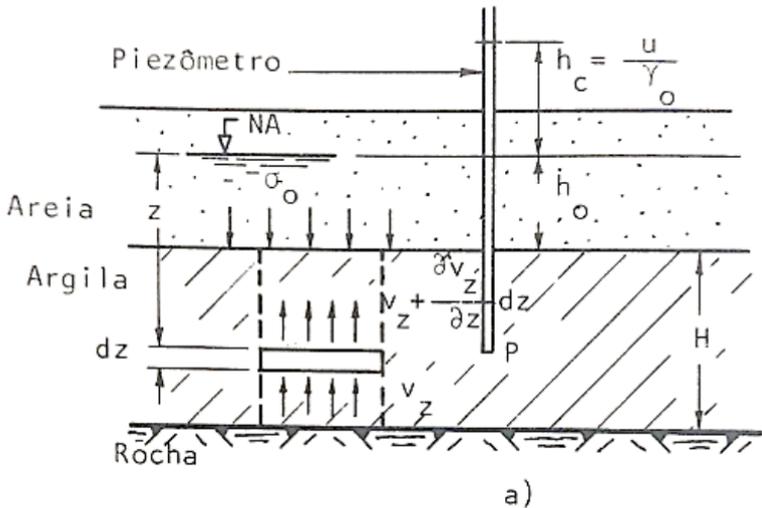
calculada por uma relação denominado grau de adensamento, por

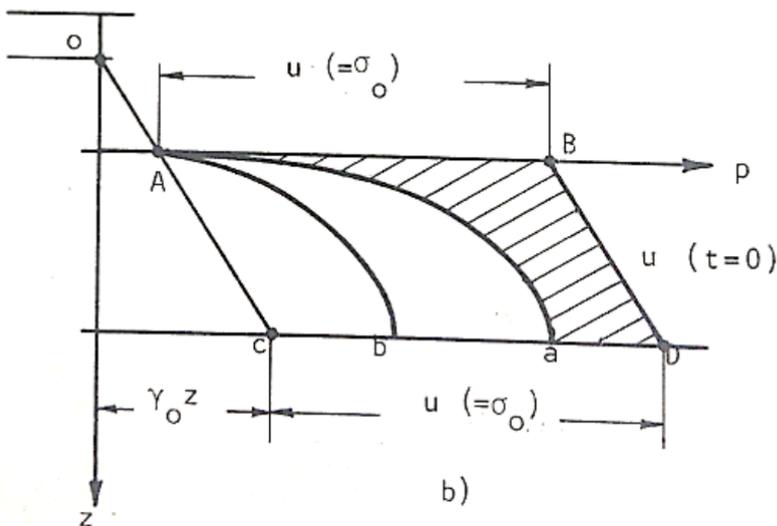
meio da expressão: $U_z = \frac{\Delta V_t}{\Delta V_{t=\infty}} = \frac{\Delta \mu_t}{\Delta \mu_{t=\infty}} = \frac{\mu_i - \mu}{\mu_i - \mu_0}$, onde ΔV é

a variação de volume (após um tempo t e após o adensamento ser concluído); $\Delta \mu$ é a variação de pressão neutra (nos mesmos tempos da variação de volume); μ_i a pressão neutra logo após a aplicação do carregamento $\Delta \sigma'$; μ a pressão neutra em um tempo t ; e μ_0 representa a pressão neutra existente.

A Figura 2.20 (a) apresenta um corte vertical de uma camada de argilosa sujeita ao adensamento vertical sob a pressão total aplicada σ_0 . Seja H a espessura inicial da camada de argila e suponhamos que o lençol freático se eleve a uma altura h_0 acima da face superior. A ausência da deformação lateral obriga o fluxo d'água a deslocar-se verticalmente na argila. Como a camada inferior é impermeável e a superior permeável, a água sobe da argila para a areia.

Figura 2.20 | Elemento de solo em um instante t do processo de adensamento





Fonte: Vargas (1977, p. 272).

Ainda que de início a argila esteja em estado de equilíbrio hidrostático, sendo assim a pressão neutra de submersão, em um ponto qualquer da horizontal, será dada pela reta AC correspondente a $\gamma_0 \times z$. Se aplicarmos uma pressão uniforme $\Delta u = \Delta \sigma$ sobre a superfície da camada, ocorrerá o aparecimento de uma pressão neutra adicional $\mu = \sigma_0$ fazendo com que o nível d'água de um piezômetro colocado no ponto P corresponda ao

nível d'água estático, equivalente à altura $h_c = \frac{\sigma_0}{\gamma_0}$. Desta forma, a

linha reta OAC que representa as pressões neutras de submersão, passará a linha OABDC, correspondente às pressões neutras de adensamento e na camada argilosa aparecerá uma sobrepressão hidrostática $\mu = \sigma_0$ (pressão neutra proveniente do adensamento). Com isso, a água estará sobre um gradiente que a fará subir para a camada permeável superior. À medida que a água escapa, a sobrepressão irá diminuindo até anular-se completamente. Se avaliarmos o gráfico apresentado na Figura 2.20 (b) veremos que no tempo $t = 0$ da aplicação da carga, a sobrepressão é u (igual em toda a altura da camada, no caso a reta BD). Com o passar

do tempo, a teoria do adensamento mostrará que o gráfico das sobrepressões passará gradativamente as linhas Aa (no tempo t_1), Ab (no tempo t_2) e assim por diante até anular-se (reta AC). A medida que a pressão neutra for diminuindo a pressão total aplicada irá sendo transferida aos grãos de argila gerando um acréscimo de pressão. (VARGAS, 1977).

A partir da equação diferencial do adensamento, segundo Terzaghi, que vimos anteriormente e com base na descrição da Figura 2.20, podemos determinar o coeficiente de adensamento cuja

expressão é: $C_v = \frac{k}{\gamma_w \times m_v}$, onde k corresponde ao coeficiente de

permeabilidade, γ_w o peso específico da água e m_v o coeficiente de variação volumétrica (já apresentado em nossa seção anterior).



Refleta

Considerando o coeficiente de adensamento e que k e m_v são propriedades dos solos, se aumentarmos o valor de C_v , em sua opinião, o solo adensará mais rápido ou mais lentamente?

Vamos considerando uma amostra saturada que seja homogênea e foi submetida a um incremento de pressão e que os recalques foram observados ao longo do tempo.

Se este solo permitir que a aplicação da teoria de adensamento proposta por Terzaghi seja aplicada, será possível exprimir tanto o recalque como o tempo por fatores adimensionais e que valem para qualquer solo que obedeça a teoria do adensamento. Estes fatores são o grau de adensamento médio ou porcentagem do adensamento U e o fator tempo T , que podemos obter pelas

expressões: $U = \frac{\Delta H_t}{\Delta H}$ e $T = \frac{C_v \times t}{H_d^2}$, onde ΔH_t é o recalque no

tempo, ΔH o recalque total, t o tempo a partir da aplicação do acréscimo de carga, H_d é a altura de drenagem, ou seja, a máxima distância que uma partícula de água do interior da amostra de solo tem de percorrer até uma superfície drenante e

C_v é o coeficiente de adensamento (particular a cada solo), onde a relação entre U e T, depende do desenvolvimento inicial das pressões neutras na amostra.



Assimile

Considerando o exemplo que demos na Figura 2.20 nota-se que a camada de argila está situada entre uma camada impermeável e outra drenante devemos considerar a espessura drenante igual a $H_d = H_0$, já que a água irá percorrer toda a espessura da camada

H_0 , neste caso o fator profundidade $Z = \frac{z}{H_d}$, onde z é a distância

do topo da camada compressível até o ponto considerado e H_d é a espessura da camada drenante. Assim, em situações que temos duas faces de solo drenantes, o fator profundidade (fator Z) pode variar entre 0 e 2, pois o comprimento de drenagem é calculado utilizando

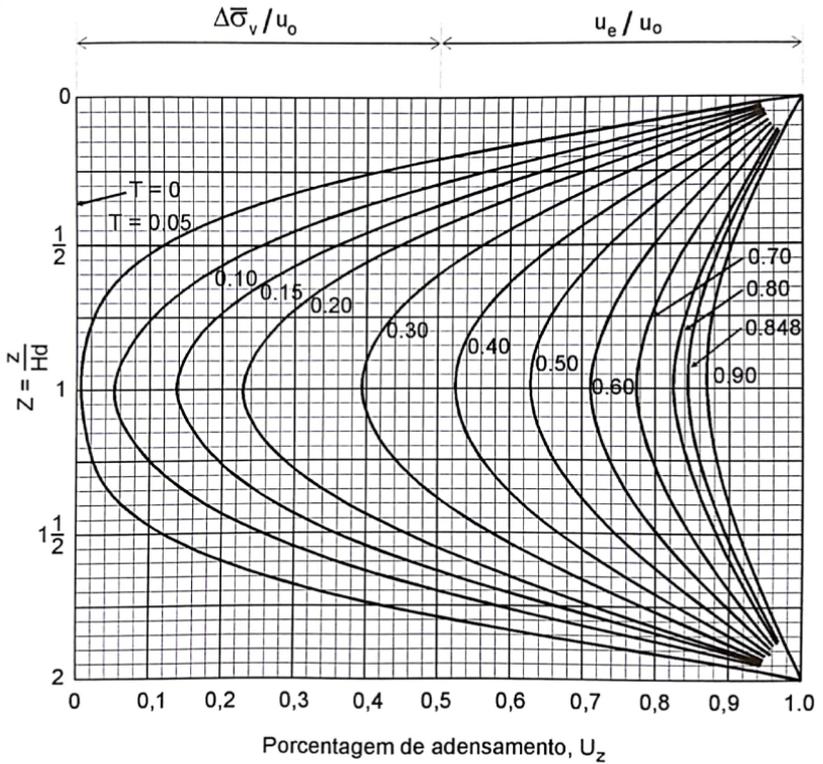
a espessura da camada de solo, dividida por 2, ou seja, $H_d = \frac{H_0}{2}$.

Assim, $z = 0 \Rightarrow Z = \frac{0}{\frac{H_0}{2}} = 0$ ou $z = H_0 \Rightarrow Z = \frac{H_0}{\frac{H_0}{2}} = 2$. Lembre-

se que de qualquer análise para o cálculo dos recalques, devemos considerar sempre o centro da camada!

Podemos determinar ainda o grau de adensamento de uma amostra de solo em relação a deformação da amostra em um instante t e a deformação final utilizando o gráfico de isócronas, apresentado na Figura 2.21.

Figura 2.21 | Isócronas no adensamento



Fonte: Sousa Pinto (2006, p. 213)



Exemplificando

Se considerarmos $T = 0,3$ e duas faces drenantes, a porcentagem média de adensamento (U_z) no meio da camada ($Z = 1$) será $U_z = 40\%$, a

um quarto de profundidade temos: $Z = \frac{1}{2}$; $U_z = 56\%$, a um oitavo

de profundidade: $Z = \frac{1}{4}$; $U_z = 77\%$. Analisando essas informações

notamos que a distribuição do adensamento com a profundidade não é uniforme para um mesmo tempo considerado.

Se desejarmos determinar a porcentagem média de adensamento (U) devemos considerar que o fenômeno é semelhante a todos os solos, porém o tempo (T) em que ocorrerá determinada distribuição de deformações depende do tipo de solo e das condições geométricas do problema. O recalque (deslocamentos) que se observa na superfície do terreno é resultado da somatória das deformações ao longo da profundidade e a média dos graus de adensamento (U_z) é a porcentagem média de adensamento e

pode ser definida pela equação: $U = 1 - \sum_{m=0}^{\infty} \frac{2}{M^2} \times e^{-M^2 T}$. Podemos

simplificar essa equação por meio de uma curva que expressa os recalques que se desenvolvem com o tempo (Figura 2.22).

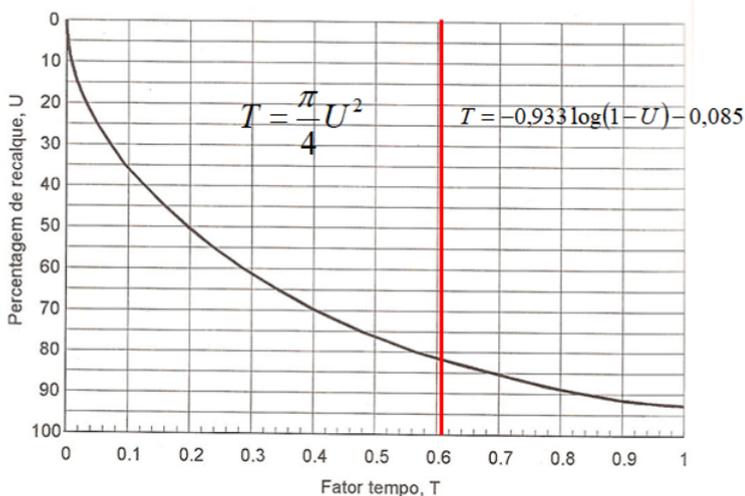
Podemos afirmar que os recalques por adensamento seguem a mesma evolução que apresentada na Figura 2.22. Note que a curva indica os percentuais de recalques. Caso tenhamos um solo com maior capacidade de se deformar, conseqüentemente os recalques serão maiores. Analisando a curva, podemos observar também o fator tempo. Esse fator está ligado à capacidade de adensamento do solo e as características de drenagem encontradas. Assim, caso tenhamos um solo mais impermeável ou a distância até as faces drenantes (distância de drenagem) for maior, teremos recalques mais lentos. Observe que U decresce rapidamente no início do adensamento e se aproxima assintoticamente do valor $U = 100\%$ quando $T \rightarrow \infty$.



Assimile

Para fins práticos de Engenharia, o adensamento pode ser considerado "encerrado" para $T = 1$ ($U \cong 93\%$). Se analisarmos a Figura 2.21 podemos determinar duas equações que são apresentadas na Figura 2.22.

Figura 2.22 | Curva recalque vs. tempo



Fonte: adaptada de Sousa Pinto (2006, p. 202).

A equação $T = \frac{\pi}{4} \times U^2$ equivale dizermos que a primeira parte da curva coincide, aproximadamente com uma parábola, onde $U < 60\%$. Já a equação $T = -0,933 \times \log_{10}(1-U) - 0,085 = 0,85$ é válida para $U > 60\%$.



Pesquise mais

Vamos entender como o efeito do adensamento está presente na prática da engenharia? A matéria jornalística trata do famoso caso dos edifícios tortos na orla de Santos e ainda são apresentados um artigo e um vídeo sobre problemas de adensamento na prática da engenharia. Você ainda pode complementar seus estudos na Biblioteca Virtual. Boa leitura!

- Prédios inclinados de Santos. Disponível em: <<https://petciviliuem.com/2014/08/30/predios-inclinados-de-santos/>>. Acesso em: 11 mai. 2018.

Seção 4.10 (Drenos verticais) e 4.11 (Pré-carregamento) do livro **Mecânica dos Solos**. Craig, R. F.; Knappett, J. A. Rio de Janeiro: LTC, 2014.

Sem medo de errar

Como vimos a empresa necessita ampliar o fluxo de veículos por uma ponte existente que após um ano de construção já apresenta patologias por recalques excessivos.

Agora, vamos determinar o provável recalque total no pilar A. A partir dos dados informados no problema vamos avaliar as condições iniciais, ou seja:

condições iniciais em termos de poropressão (μ), tensão total e tensão efetiva (σ'_{v0}), respectivamente:

$$\mu_0 = \gamma_w \times z = 9,81 \times 3 = 29,43 \text{ kN} / \text{m}^3 ;$$

$$\sigma_{v0} = (2 \times 20) + (4 \times 18) + \left(15 \times \frac{6}{2}\right) = 40 + 72 + 45 = 157 \text{ kN} / \text{m}^2 ; \text{ e}$$

$$\sigma'_{v0} = 187 - 29,43 = 127,57 \text{ kN} / \text{m}^2 .$$

E após a construção da ponte, temos $\sigma'_f = \sigma'_0 + \Delta\sigma = 127,57 + 200 = 327,57 \text{ kN} / \text{m}^2$.

Como o solo da construção nunca foi submetido à tensões maiores, podemos estimar que a argila é normalmente adensada.

Assim, $\rho = \frac{H}{(1+e_0)} C_c \times \log\left(\frac{\sigma'_f}{\sigma'_0}\right)$. Resolvendo a expressão, temos

$$\text{que: } \rho = \frac{6}{(1+2,03)} 0,77 \times \log\left(\frac{327,57}{127,57}\right) = 0,62 \text{ m} .$$

Com $T = 1$ conseguimos estimar o tempo correspondente ao

recalque total por $t = \frac{T \cdot H_d^2}{C_v} = \frac{1 \cdot 6^2}{4,5 \cdot 10^{-2}} = 800 \text{ dias}$. Portanto,

faltam aproximadamente 435 dias para ocorrer.

E o recalque ocorrido até o momento, ou seja, após 1 ano (365 dias) de construção pode ser obtido por:

$$T = \frac{C_v \times t}{H_d^2} = \frac{4,5 \cdot 10^{-2} \cdot 365}{6^2} = 0,4562$$

Como não sabemos se U é menor ou maior que 60%, testaremos as duas equações.

$$T = \frac{\pi}{4} \times U^2 \rightarrow U = 0,76 = 76\% \therefore \text{não ok!}$$

$$T = -0,933 \times \log_{10}(1 - U) - 0,085 = 0,85 \rightarrow U = 0,74 = 74\%$$

E por fim, o recalque até o momento:

$$U = \frac{\Delta H_t}{\Delta H} \rightarrow \Delta H = 0,62 \cdot 0,74 = 0,46 \text{ m}$$

Avançando na prática

Investigando o passado

Descrição da situação-problema

A empresa projetista investiga uma área próxima à entrada principal do município para a instalação de um posto de vigilância do tráfego. O terreno é composto por uma camada de argila saturada com 3 metros de espessura entre duas camadas de areia (drenagem dupla). Um ensaio de adensamento foi realizado em uma amostra dessa argila, que possui 2,5 cm de espessura e teor de umidade inicial de 40%. O tempo necessário para atingir 50% de recalque foi de 20 minutos. A partir dessas informações é necessário que você determine o coeficiente de adensamento e o tempo necessário, em anos, para ocorrer 90% do recalque dessa camada de argila em campo.

Resolução da situação-problema

Vamos iniciar determinando o coeficiente de adensamento a partir do cálculo da variável adimensional T utilizando a equação:

$$U < 60\% \therefore T = \frac{\pi}{4} \times U^2. \quad \text{Assim:}$$

$$T = \frac{\pi}{4} \times U^2 = \frac{\pi}{4} \times 0,50^2 = 0,196 \cong 0,20. \quad \text{Portanto,}$$

$$T = \frac{C_v \times t}{H_d^2} \therefore C_v = \frac{T \times H_d^2}{t} = \frac{0,20 \times \left(\frac{2,5}{2}\right)^2}{20 \times 60} = 2,6 \times 10^{-4} \text{ cm}^2 / \text{s}$$

Para determinarmos o coeficiente de adensamento e o tempo para que ocorra 90% da dissipação do excesso de pressões neutras podemos utilizar a Figura 2.21 ou a equação:

$$T = -0,933 \times \log_{10} \times (1 - U) - 0,085 = 0,85. \quad \text{Assim, pela equação}$$

temos que:
$$t = \frac{T \times H_d^2}{C_v} = \frac{0,85 \times \left(\frac{300}{2}\right)^2}{2,6 \times 10^{-4}} = 73557692,31 \text{ s}.$$

Transformando para anos temos que:
$$\frac{73557692,31}{31536000} = 2,33 \text{ anos}.$$

Faça valer a pena

1. Sabemos que a porcentagem de adensamento (U_z) representa a relação entre o excesso de poropressão dissipado em um determinado tempo e o excesso inicial existente. Entretanto ela varia de forma diferenciada em função da quantidade de camadas drenantes e impermeáveis no solo. Com base no contexto apresentado, analise as seguintes asserções e a relação proposta entre elas:

I- No caso de drenagem dupla, após a aplicação do carregamento, toda a camada sofre um acréscimo de poropressão igual à tensão aplicada.

PORQUE

II- Com o tempo, os excessos de poropressão na região próxima às fronteiras drenantes e região central são imediatamente dissipados.

Universidade do Estado do Rio de Janeiro. Faculdade de Engenharia. Departamento de Estruturas e Fundações. **Recalques em Solos Argilosos**, UERJ. Disponível em: <<http://www.eng.uerj.br/~denise/pdf/compressibilidadeadensamento.pdf>>. Acesso em: 06 jul. 2018.

A respeito dessas asserções, assinale a alternativa correta:

- a) as asserções I e II são proposições verdadeiras, e a II é uma justificativa da I.
- b) as asserções I e II são proposições verdadeiras, mas a II não é uma justificativa da I.
- c) a asserção I é uma proposição verdadeira, e a II é uma proposição falsa.
- d) a asserção I é uma proposição falsa, e a II é uma proposição verdadeira.
- e) as asserções I e II são proposições falsas.

2. Uma camada de argila de 8 m de espessura localizada entre duas camadas arenosas possui $C_v = 8,4 \times 10^{-8} \text{ m}^2 / \text{s}$ sofre um carregamento a partir da construção de um tanque na superfície.

O tempo necessário para atingir 90% do recalque total será de:

- a) 2,3 anos.
- b) 10,2 anos.
- c) 9,2 anos.
- d) 4,6 anos.
- e) 5,1 anos.

3. A porcentagem de adensamento estabelece, para um determinado tempo, o grau de adensamento em qualquer ponto, o qual é variável ao longo da profundidade da camada. Assim, a porcentagem média de adensamento U representa o somatório das porcentagens de adensamento de todos os pontos da camada em relação ao adensamento total. Com base no contexto apresentado analise as seguintes asserções e as relações propostas entre elas.

I. A porção direita da Figura 2.21 representa a integral dos excessos de poropressão existentes na camada em um determinado tempo.

PORQUE

II. A porção esquerda da Figura 2.21 representa a integral dos excessos já dissipados.

Universidade do Estado do Rio de Janeiro. Faculdade de Engenharia. Departamento de Estruturas e Fundações. **Recalques em Solos Argilosos**, UERJ. Disponível em: <<http://www.eng.uerj.br/~denise/pdf/compressibilidadeadensamento.pdf>>. Acesso em: 06 jul. 2018

A respeito dessas asserções, assinale a alternativa correta:

- a) as asserções I e II são proposições verdadeiras, e a II é uma justificativa da I.
- b) as asserções I e II são proposições verdadeiras, mas a II não é uma justificativa da I.
- c) a asserção I é uma proposição verdadeira, e a II é uma proposição falsa.
- d) a asserção I é uma proposição falsa, e a II é uma proposição verdadeira.
- e) as asserções I e II são proposições falsas.

Referências

- Craig, R. F.; Knappett, J. A. **Mecânica dos Solos**. Rio de Janeiro: LTC, 2014.
- Braja Das, Khaled Sobhan. **Fundamentos de Engenharia Geotécnica**. São Paulo: Cengage Learning Learning, 2014.
- Caputo, P. H. Caputo, A. N., Rodrigues, M. de A. R. **Mecânica dos solos e suas aplicações**. 7. ed. Rio de Janeiro: LTC, 2015. v. 1 fundamentos.
- Salas, A. J.; Alpañez, J. L. J. **Geotecnia Y Cimientos – Volumen 1**. Madrid: Rueda, 1975.
- Sousa Pinto, C. **Curso Básico de Mecânica dos Solos em 16 Aulas**. São Paulo: Oficina de Textos, 2006.
- Terzaghi, K.; Peck, R.B. **Soil Mechanics in Engineering Practice**. John Wiley & Sons, Hoboken. 1948.
- Universidade do Estado do Rio de Janeiro. Faculdade de Engenharia. Departamento de Estruturas e Fundações. **Recalques em Solos Argilosos**, UERJ. Disponível em: <<http://www.eng.uerj.br/~denise/pdf/compressibilidadeadensamento.pdf>>. Acesso em: 06 jul. 2018.
- Wesley, Laurence D. **Fundamentals of Soil Mechanics for Sedimentary and Residual Rocks**. New Jersey: Wiley, 2010
- Vargas, M. **Introdução a Mecânica dos Solos**. São Paulo: Editora USP, 1977.

Estado de tensões e critérios de ruptura

Convite ao estudo

Caro aluno, estamos acompanhando no desenvolvimento do curso que os solos estão submetidos a inúmeras solicitações, como carregamentos, escavações rasas ou profundas. Neste sentido existem muitos problemas relacionados à ruptura dos solos, ou seja, que envolvem o equilíbrio das forças atuantes sobre um maciço terroso, levando em conta seu peso próprio, bem como forças de inércia que podem ser deflagradas por movimentos sísmicos ou vibratórios, gerando forças ou tensões limitadas pela resistência intrínseca do maciço. Desta forma, em nossa Unidade 3, veremos que qualquer problema de ruptura em Mecânica dos Solos está relacionado a uma superfície de ruptura, que pode ser definida onde em todos os seus pontos a tensão de cisalhamento atinge o valor limite da resistência ao cisalhamento. Esses problemas estão diretamente relacionados à resistência ao cisalhamento do solo, não envolvendo necessariamente deformações, sendo tratadas como indefinidas nestes casos. Assim, ao final dessa unidade você será capaz de aplicar esse conhecimento adquirido em sua vida profissional. Imagine, por exemplo, a seguinte situação: uma empresa projetista está responsável pela abertura de uma rodovia estadual que transpassará uma região composta por uma sequência de maciços intemperizados. Estudos geológico-geotécnicos realizados apontaram que o maciço é composto por filito, uma rocha predominantemente de baixa resistência cujos níveis de solo residual podem representar porções de baixa resistência. Esse aspecto preocupa a equipe técnica devido a problemas de instabilidade que podem ocorrer não apenas durante a execução do projeto, mas depois de inaugurado o novo trecho.

Como engenheiro responsável contratado por esta empresa, será fundamental que você utilize todo o seu conhecimento durante a execução desta grande obra, orientando não apenas a equipe técnica, mas os próprios executores. Assim, em nossa primeira seção (3.1), iremos aprender sobre os conceitos iniciais da resistência dos solos, os estados de tensão que podem estar submetidos e como o mesmo pode ser determinado. Já em nossa segunda seção (3.2), avançaremos em nossos estudos a partir do entendimento dos critérios de ruptura, em que poderemos obter os parâmetros de resistência do solo. Por fim, encerrando nossa unidade (seção 3.3), estudaremos os principais ensaios praticados na Mecânica dos Solos para determinação dos parâmetros de resistência ao cisalhamento e sob o estado de confinamento triaxial. Agora, você será capaz de aplicar mais um importante conceito em problemas de engenharia que envolva maciços de solo. Vamos adquirir mais esse conhecimento?

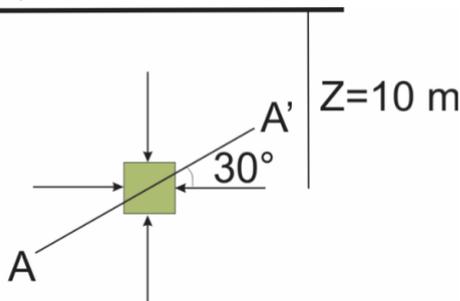
Seção 3.1

Resistência ao cisalhamento

Diálogo aberto

Olá, aluno! Nesta primeira seção iremos aprender sobre a resistência dos solos e quais estados de tensão eles podem estar submetidos na natureza ou mesmo em projetos de engenharia que desenvolvemos. Além do estado de tensão, aprenderemos sobre critérios que determinam essas condições. Segundo a função que o solo desempenha a ruptura pode originar um deslizamento, a queda de um muro ou o afundamento de uma sapata em um terreno. Com base nesses argumentos é fundamental que tenhamos controle sobre as propriedades de resistência do solo para evitar acidentes. Nesse contexto, a empresa projetista na qual você trabalha fez um corte no terreno natural, expondo porções da rocha alterada. Os estudos geológicos mostraram que abaixo do limite da escavação, aproximadamente 10 m de profundidade, existem estruturas da rocha que podem condicionar a estabilidade do terreno. Após uma reunião sua com a equipe técnica foi elaborado um esquema baseado na Figura 3.1.

Figura 3.1 | Esquema do perfil do terreno



Fonte: elaborada pelo autor.

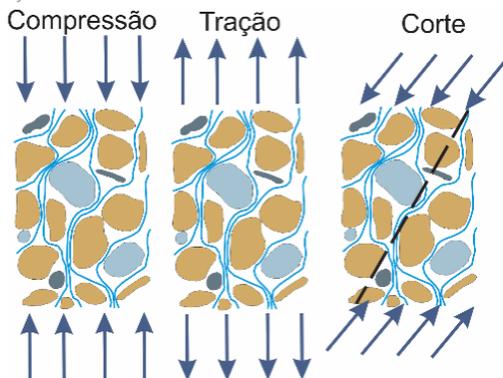
Considerando que o solo é pré-adensado, $\sigma_h = 294\text{ kN} / \text{m}^2$; o peso específico seco é $19,6\text{ kN}/\text{m}^3$; e sabendo que a superfície do terreno é horizontal, pode-se afirmar que a tensão horizontal

em qualquer ponto representa a tensão principal maior (σ_1). Assim, é necessário que você determine analiticamente as componentes de tensão normal e cisalhante que agem no plano AA' tendo em vista que esses esforços são condicionantes no maciço. Além disso, é fundamental que você determine a tensão normal e cisalhante máxima. Utilize todo o seu conhecimento adquirido sobre o estado de tensões do solo para a elucidação do problema. Experimente determinar graficamente esses resultados, que tal? Vamos a mais este desafio?

Não pode faltar

Olá, aluno! Em nossa unidade anterior aprendemos sobre o conceito de adensamento para analisar as deformações verticais nas camadas de argila mole saturada. Já nesta Unidade 3 vamos aplicar os conceitos de estado tensões e critérios de ruptura na determinação dos parâmetros de resistência dos solos para dimensionar as obras de fundações e geotécnicas. Os solos, como outros materiais de construção, são suscetíveis a contração (contrabilidade), expansão (expansibilidade), compressão (compressibilidade), tração (tractividade) e corte ou cisalhamento, conforme podemos observar na Figura 3.2.

Figura 3.2 | Esforços de resistência dos solos



Fonte: elaborada pelo autor.

Vamos relembrar alguns desses fenômenos. A contração e expansão dos solos são consequência da presença de água, como já sabemos, ou seja, a secagem proporciona a contração, enquanto

o umedecimento causa a expansão. Por outro lado, a compressão, tração e cisalhamento são fenômenos produzidos por esforços mecânicos. A compressão, por exemplo, reflete a aproximação dos grãos com redução do volume total do solo e aumento consequente da sua densidade. Já a tração é o afastamento recíproco dos grãos com aumento do volume total do solo, porém com diminuição da densidade. Por fim, o cisalhamento ou corte significa o deslizamento recíproco dos grãos, havendo o aumento (dilatância) ou redução (contração) do volume total do solo. Esses comportamentos estão relacionados com a resistência do solo a esses esforços e neste sentido a granulometria é de suma importância.

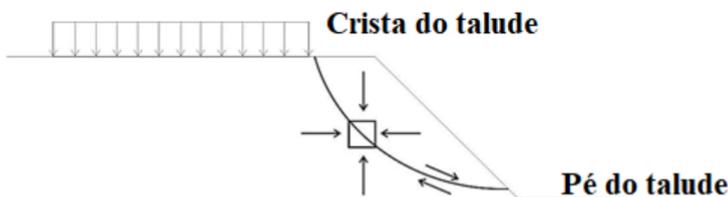


Assimile

A partir de medidas experimentais em areias ficou evidenciado que a área de contato entre os grãos de solos arenosos é da ordem de 0,03% da área total (Salas e Alpañez, 1975). Entretanto, em argilas os números são semelhantes. Desta forma, quanto menor o diâmetro da partícula, maior o número de contatos. Assim, a tensão nos contatos entre os grãos é bastante alta porque a área dos contatos é pequena.

Na prática da engenharia, as tensões atuam sobre alguns planos dos solos (vertical e horizontal, por exemplo) considerando certa profundidade (Figura 3.3). Nela, as tensões correspondem ao peso próprio devido ao carregamento. Se após o carregamento o solo sofrer uma ruptura, o fenômeno pode ser estudado se conhecermos tanto a tensão normal (σ) quanto a cisalhante (τ) ao longo do plano de ruptura.

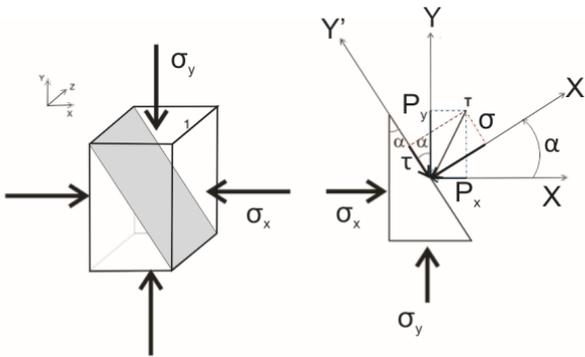
Figura 3.3 | Superfície de ruptura após carregamento na crista do talude



Fonte: elaborada pelo autor.

A Figura 3.4 destaca o elemento apresentado anteriormente (Figura 3.3) em que são mostrados o plano de ruptura e as tensões atuantes (externas), a partir do par de coordenadas XY. Se conhecermos essas tensões, podemos analisá-las e determinar o plano de interesse (plano da ruptura). Veja que este plano é inclinado em função à referência inicial e, por este motivo, devemos fazer a rotação do sistema de coordenadas (Figura 3.4). Observe que para o novo sistema de coordenadas (X'Y') foi girado um ângulo (α) no sentido anti-horário. Por mera convenção, vamos considerar como positivo este sentido.

Figura 3.4 | Detalhamento do elemento de solo da Figura 3.3, indicando as tensões na superfície de ruptura



Fonte: elaborado pelo autor.

Para simplificar, consideremos como unitárias as dimensões normais ao plano da figura (direção de Z), de forma que o problema seja tratado como duas dimensões, em que a área do plano que corresponde à ruptura (plano cinza) é A. Perceba que as tensões externas σ_x e σ_y produzem no plano considerado a tensão T (reação), que na Figura 3.4 é mostrada com orientação qualquer. A tensão T pode ser desmembrada nas direções X e Y do sistema original (XY), do qual os componentes (P_x e P_y) são mostrados na Figura 3.4. Lembre-se que nosso objetivo é determinar as tensões normal e cisalhante ao plano.

Vamos então analisar a Figura 3.4. A partir dela podemos escrever as seguintes expressões:

$$-\sigma = (-P_x \cos \alpha) + (-P_y \operatorname{sen} \alpha) \Rightarrow \sigma = P_x \cos \alpha + P_y \operatorname{sen} \alpha \quad (1) \text{ e}$$

$$-\tau = P_x \operatorname{sen} \alpha - P_y \cos \alpha \Rightarrow \tau = -P_x \operatorname{sen} \alpha + P_y \cos \alpha \quad (2)$$

Para determinar σ e τ , precisamos saber os valores de P_x e P_y . Assim, vamos considerar que o solo (elemento) se encontra em equilíbrio (não sofre modificações no espaço) e, desta forma, vamos verificar o equilíbrio das forças na direção X e Y. Lembre-se de multiplicar a tensão pela área (A) em que ela atua para que possamos determinar as forças corretamente. Portanto, as áreas onde atuam P_x e P_y são, respectivamente $A \cos \alpha$ e $A \sen \alpha$. Assim, considerando o equilíbrio de forças na direção X, temos que $\sum F_x = 0$ dada pela equação $\sigma_x A \cos \alpha - P_x A = 0 \therefore P_x = \sigma_x \cos \alpha$ (3) e, em Y, o equilíbrio de forças corresponde a $\sum F_y = 0$ e dado pela equação $\sigma_y A \sen \alpha - P_y A = 0 \therefore P_y = \sigma_y \sen \alpha$ (4). Agora que conhecemos P_x e P_y , podemos substituir as equações (3) e (4) nas equações (1) e (2), obtendo as seguintes equações:

$$\sigma = \sigma_x \cos^2 \alpha + \sigma_y \sen^2 \alpha \quad (5) \text{ e}$$

$$\tau = -\sigma_x \cos \alpha \sen \alpha + \sigma_y \sen \alpha \cos \alpha = (\sigma_y - \sigma_x) \sen \alpha \cos \alpha \quad (6).$$

Note que as equações (5) e (6) são suficientes para solucionar quais são as tensões que agem em qualquer plano no interior de um elemento de solo. Entretanto, vamos utilizar relações trigonométricas para defini-las de maneira mais prática. Na equação (5) serão substituídas as relações trigonométricas:

$$\cos^2 \alpha = \frac{1}{2}(1 + \cos 2\alpha) \text{ e } \sen^2 \alpha = \frac{1}{2}(1 - \sen 2\alpha) ; \text{ na}$$

$$\text{equação (6): } \sen \alpha \cos \alpha = \frac{1}{2} \sen 2\alpha, \text{ para que tenhamos}$$

as equações (7) e (8) referentes à tensão normal e cisalhante, respectivamente, ou seja:

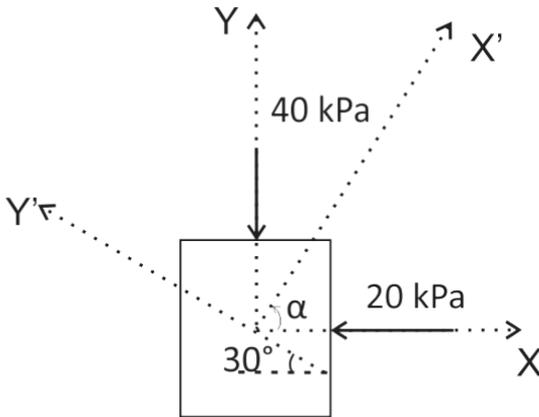
$$\sigma = \frac{1}{2}(\sigma_x + \sigma_y) + \frac{1}{2}(\sigma_x - \sigma_y) \cos 2\alpha \quad (7) \text{ e}$$

$$\tau = \frac{1}{2}(\sigma_y - \sigma_x) \sen 2\alpha \quad (8).$$



Vamos considerar a seguinte situação apresentada na Figura 3.5, que mostra o estado de tensões atuantes em um elemento de solo, e calcular as tensões normal e cisalhante que agem no plano inclinado (30° com a horizontal), considerando os sentidos das tensões no plano destacado na Figura 3.5.

Figura 3.5 | Estado de tensões num plano



Fonte: elaborado pelo autor.

Observando o problema temos os dados: $\alpha = 60^\circ$; $\sigma_y = 40 \text{ kPa}$; e $\sigma_x = 20 \text{ kPa}$. Podemos utilizar as equações (7) e (8) para determinar, respectivamente, as tensões normal e cisalhante no plano de interesse:

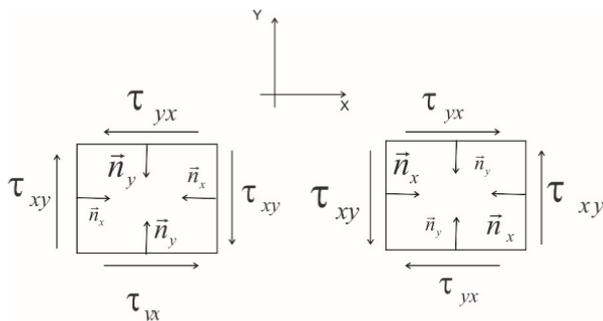
$$\sigma = \frac{1}{2}(40 + 20) + \frac{1}{2}(20 - 40)\cos 120^\circ \Rightarrow \sigma = 35 \text{ kPa} \text{ e}$$

$$\tau = \frac{1}{2}(40 - 20)\text{sen}120^\circ \Rightarrow \tau = 8,7 \text{ kPa}.$$

Se desejarmos desenhar os sentidos das tensões no plano de ruptura devemos definir os sinais para as tensões. Para as tensões normais devemos considerar as tensões de compressão (+) e as de tração (-), seja qual for a orientação dos eixos. No caso das tensões cisalhantes devemos recorrer ao vetor normal à superfície, com direção para o interior do elemento de solo. Se ocorrer coincidência

dos sentidos do vetor normal e da direção da tensão o valor da tensão será (+). Há duas chances de a tensão cisalhante ter valor (+), ou seja, quando o vetor normal e tensão apontam no sentido (+) ou quando ambos no sentido (-). No exemplo da Figura 3.6, o elemento de solo do lado direito possui tensões cisalhantes (+). Note que há sempre coincidência do sentido das tensões e dos vetores normais. No do lado esquerdo, as tensões são (-), já que os sentidos dos vetores e das tensões apresentam direções opostas.

Figura 3.6 | Tensões cisalhantes (+) e (-) nos lados esquerdo e direito, respectivamente



Fonte: elaborado pelo autor.

Voltando à situação apresentada no Exemplicando, observando a parte inferior do elemento (Figura 3.7), nota-se que o vetor normal tem direção (-) do eixo e o valor calculado da tensão cisalhante corresponde a 8,7 kPa (+). Assim, se o valor é (+), os sentidos devem ser coincidentes, ou seja, a tensão aponta também no sentido (-) dos eixos. Cabe ressaltar que a Tabela 3.1 pode ser muito válida para auxiliar este processo de sinais das tensões, em que são apresentados o sentido e sinal do vetor e tensão de cisalhamento.

Tabela 3.1 | Sinais e sentidos das tensões de cisalhamento

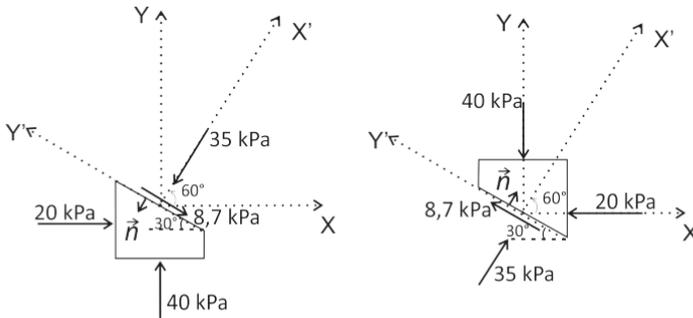
	Considerações	Vetor Normal	Tensão Cisalhante
Sentido	Corpo abaixo	Negativo	Negativo
Sinal	da fratura	-	Positivo
Sentido	Corpo acima	Positivo	Positivo
Sinal	da fratura	-	Negativo

Fonte: elaborado pelo autor.

Com o auxílio da Tabela 3.1 podemos definir, de maneira correta, os sentidos e sinais das tensões atuantes no plano. Por fim, a Figura 3.7 apresenta a configuração final do exemplo analisado,

considerando as tensões externas, as coordenadas, os valores e orientações das tensões atuantes no plano.

Figura 3.7 | Representação das tensões no elemento de solo



Fonte: elaborado pelo autor.

Vamos agora aprender a representar analiticamente e graficamente o estado de tensões no solo. Mohr foi um engenheiro que desenvolveu uma solução gráfica, muito útil, para representar as variações dos componentes de tensões. Ele reescreveu a equação

$$(7): \sigma - \frac{1}{2}(\sigma_x + \sigma_y) = \frac{1}{2}(\sigma_x - \sigma_y) \cos 2\alpha \quad (9).$$

Posteriormente,

tanto a equação (9) como a equação (8) sofreram manipulações algébricas, conforme mostra a equação (10):

$$\left(\sigma - \frac{(\sigma_x + \sigma_y)}{2} \right)^2 + \tau^2 = \left(\frac{(\sigma_x - \sigma_y)}{2} \right)^2 \cos^2 2\alpha + \left(\frac{(\sigma_y - \sigma_x)}{2} \right)^2 \sin^2 \alpha$$

(10). A partir da resolução, encontramos a equação (11):

$$\left(\sigma - \frac{(\sigma_x + \sigma_y)}{2} \right)^2 + \tau^2 = \left(\frac{(\sigma_x - \sigma_y)}{2} \right)^2 \quad (11).$$

A equação (11) representa

a equação de uma circunferência no espaço $(\tau \times \sigma)$ e, portanto, pode ser empregada para resolver os mesmos problemas. Se a compararmos a equação de uma circunferência com centro no ponto (a,b) e raio R , dada pela equação $(x - a)^2 + (y - b)^2 = R^2$, cuja a circunferência da equação (11) possui as seguintes características:

Centro: $\frac{(\sigma_x + \sigma_y)}{2}$ e **Raio:** $\frac{(\sigma_y - \sigma_x)}{2}$, correspondendo a tensão normal máxima e a cisalhante máxima, respectivamente.

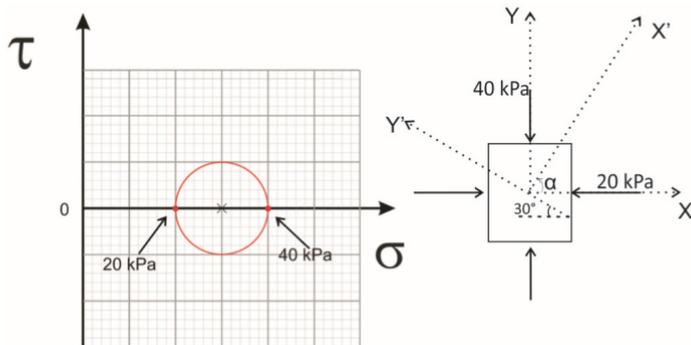
O polo representa o ponto único que se localiza nesta circunferência, só existindo um para cada círculo correspondente a um determinado estado de tensões. Ele representa a posição geométrica a partir de um sistema de coordenadas, no qual passam infinitos planos de tensão de um determinado elemento de solo. Conhecendo essa característica, podemos utilizar o polo para auxiliar na definição da orientação que desejamos definir para um dado elemento de solo. Vamos aprender?



Exemplificando

Considere o espaço $(\tau \times \sigma)$ e os pontos que definem as tensões conhecidas $(\sigma_x$ e $\sigma_y)$. Como eles são diametralmente opostos, a metade da distância corresponde ao centro do círculo (x). Traçando o círculo a partir do seu centro teremos a Figura 3.8.

Figura 3.8 | Localização dos pontos de tensão



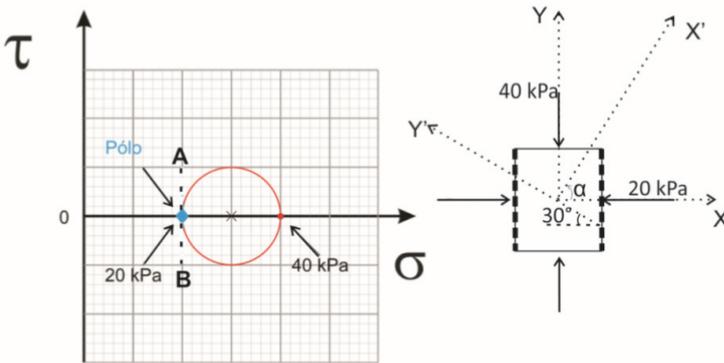
Fonte: elaborado pelo autor.

Da análise da figura temos os dados do problema: $\alpha = 60^\circ$; $\sigma_y = 40 \text{ kPa}$; $\sigma_x = 20 \text{ kPa}$. Já determinamos anteriormente pelas equações (7) e (8) as tensões normais e cisalhantes no plano de interesse.

A etapa inicial é obter a localização do polo no Círculo de Mohr.

Vamos escolher um plano que saibamos sua orientação no espaço e da mesma forma a tensão atuante nele. Considere o plano vertical, no qual age uma tensão de 20 kPa. Traçando uma reta paralela a ele que passa pelo par coordenado (20;0), ou seja, as tensões atuantes no plano, obteremos uma reta tangente (reta A-B) que passa pelo ponto. Agora, encontramos o polo, com base no plano vertical de tensão do solo (Figura 3.9) e que nesta situação coincide com o ponto (20;0).

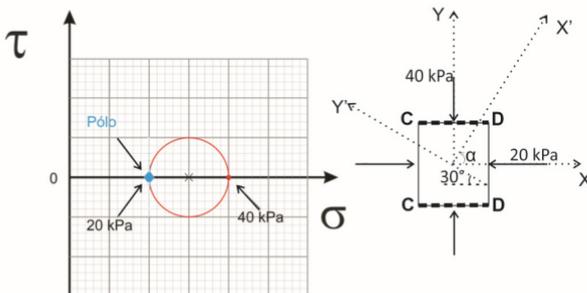
Figura 3.9 | Localização do polo



Fonte: elaborado pelo autor.

Existe um único polo para cada Círculo de Mohr. Podemos utilizar o plano horizontal para confirmar a localização no ponto (20;0). Traçando a reta paralela à face horizontal do elemento (retas C-D) obteremos as tensões que agem naquele ponto (40;0). Como anteriormente definido, onde a reta corta o Círculo de Mohr, teremos o polo (Figura 3.10) na mesma coordenada com base no plano horizontal.

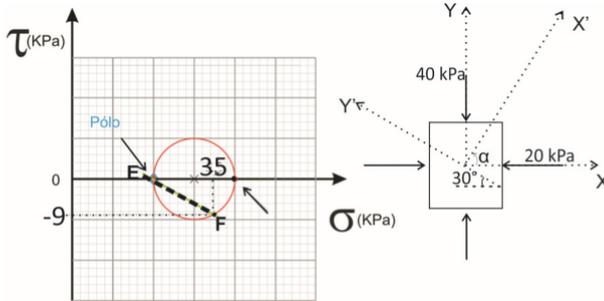
Figura 3.10 | Prova real para determinação do polo



Fonte: elaborado pelo autor.

Uma vez definida a posição do polo, basta projetar uma reta paralela ao plano que estamos analisando passando pelo polo (reta E-F). Lembrando que o ponto onde esta reta cruza o círculo corresponde às tensões que atuam naquele ponto (Figura 3.11).

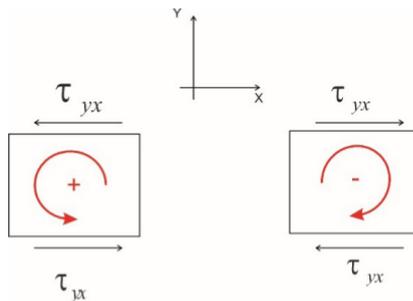
Figura 3.11 | Tensões que atuam no plano inclinado com a horizontal

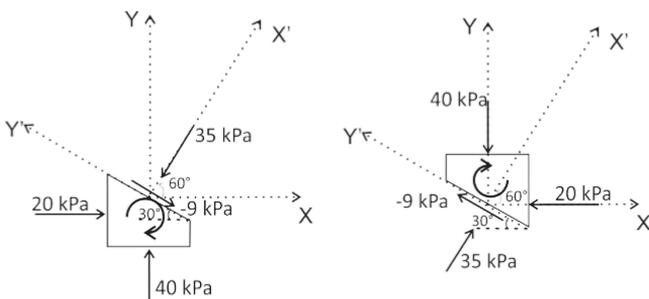


Fonte: elaborado pelo autor.

Note que obtemos 35 kPa para o valor da tensão normal (compressão), semelhante a forma analítica, pelas equações. Entretanto, obtemos - 9 kPa pelo Círculo de Mohr e 8,7 kPa pela forma analítica. Você saberia dizer o porquê desta diferença? Um dos motivos é a própria precisão do papel milimetrado. Além disso, a convenção de sinais deve ser empregada apenas para o método gráfico, por isso os sinais obtidos foram diferentes. As tensões normais permanecem inalteradas, ou seja, compressão é (+) e tração é (-). No caso das tensões cisalhantes podemos utilizar um método mais simplificado. Se essas tensões causam rotações (momentos) no sentido anti-horário, então serão (+) e se os momentos forem no sentido horário, serão (-), conforme apresentado Figura 3.12 (a), em que tensões (+) (rotação anti-horária) e tensões (-) (rotações horárias).

Figura 3.12 | Sinais a serem adotados para tensões cisalhantes





Fonte: elaborado pelo autor.

Note que (Figura 3.12 b) os sentidos das tensões são os mesmos do que obtemos pelas equações (Figura 3.7). Desta forma, para as tensões cisalhantes devem ser consideradas convenções distintas e os métodos se mostram coerentes, já que não ocorre mudança física no problema.



Refleta

Vimos na Figura 3.12 que podemos usar um método matemático ou gráfico (Critério de Mohr). Se compararmos com a Figura 3.7, será que ocorreu mudança do sentido das tensões?

Agora que aprendemos bastante sobre a resistência dos solos e os métodos de análise do estado de tensões, que tal avançarmos ainda mais em nossos estudos?



Pesquise mais

Vamos agora avançar em nosso conhecimento a partir das Seções 5.1 a 5.3 do livro *Mecânica dos Solos e suas Aplicações* disponível na Biblioteca virtual, e reforçar o aprendizado pela construção do Círculo de Mohr:

- Seções 5.1 a 5.3 - **Mecânica dos Solos**. Craig e Knappett, Rio de Janeiro: LTC, 2014.

Sem medo de errar

Conforme vimos uma empresa de engenharia está responsável pela abertura de uma rodovia estadual que transpassará uma

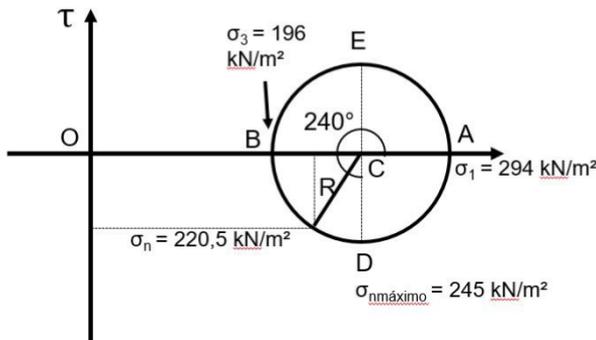
região composta por uma sequência de maciços intemperizados. Estudos geológico-geotécnicos realizados apontaram que o maciço é composto por filito, uma rocha predominantemente de baixa resistência e que apresenta planos de foliação. A grande preocupação são zonas de instabilidade que podem ser expressas pelo estado de tensões no solo. Como primeira atividade como engenheiro responsável, a empresa necessita que você determine no plano A – A' as tensões normais e cisalhantes, além dos valores máximos que essas tensões podem apresentar com base nas condições apresentadas. Vamos iniciar determinando as tensões principais σ_1 que correspondem a σ_h e, σ_2 , que corresponde a σ_v . Assim: $\alpha = 120^\circ$; $\sigma_v = \gamma_d \times z = 19,6 \times 10 = 196 \text{ kN/m}^2$; $\sigma_h = 294 \text{ kN/m}^2$. Analiticamente, vamos determinar a tensão normal e a cisalhante com base nas expressões:

$$e \quad \sigma_n = \frac{(\sigma_1 + \sigma_3)}{2} + \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{2} \cos 2\alpha = \frac{294 + 196}{2} + \frac{294 - 196}{2} \times (-0,5) = 220,5 \text{ kN/m}^2$$

$$\tau = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{2} \text{sen} 2\alpha = \frac{294 - 196}{2} \times \left(-\frac{\sqrt{3}}{2} \right) = -42,4 \text{ kN/m}^2.$$

Vamos verificar como esse resultado pode ser obtido pelo Círculo de Mohr? Apresentamos a resolução na Figura 3.13.

Figura 3.13 | Solução gráfica do problema



Fonte: elaborado pelo autor.

Cabe ressaltar que ao construirmos o Círculo de Mohr temos que definir a convenção de sinais a ser adotada. Assim, para que a

tensão normal seja positiva temos um efeito de compressão e, para a tensão cisalhante ser positiva, há uma tendência a ocorrer rotação no sentido anti-horário do plano que consideramos a atuação. Analisando a Figura 3.13 podemos obter o ângulo α de 120° , que corresponde ao ângulo normal ao plano A – A' com a direção de σ_1 (tensão maior).

Já a máxima tensão cisalhante corresponde aos segmentos CD e CE, que são o próprio raio da Figura 3.13 e analiticamente:

$$\tau_{m\acute{a}xima} = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{2} = \pm 49 \text{ kN} / \text{m}^2 . \text{ Para determinarmos a tensão}$$

normal nos planos de cisalhamento máximo, podemos obter graficamente pelo centro C do círculo C da Figura 3.13 e

$$\text{analiticamente pela expressão: } \sigma_{m\acute{a}xima} = \frac{(\sigma_1 + \sigma_3)}{2} = 245 \text{ kN} / \text{m}^2 .$$

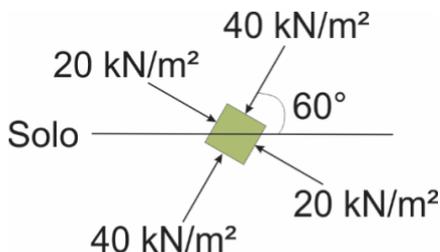
Avançando na prática

A geologia condicionando o talude

Descrição da situação-problema

A empresa projetista deseja instalar no alto da encosta uma pequena estação meteorológica. Entretanto, ela necessita que você, como engenheiro responsável, determine as tensões atuantes na fundação que faz um ângulo de 60° com as principais estruturas do maciço. A partir das informações do geólogo é estipulado o estado de tensões iniciais do solo conforme apresentado na Figura 3.14.

Figura 3.14 | Estado de tensão



Fonte: elaborado pelo autor.

Resolução da situação-problema

Considerando a configuração apresentada, basta determinarmos pelas fórmulas abaixo: σ_n e τ , onde α corresponde a 30° , o ângulo em relação ao plano (solo) que desejamos determinar as tensões normal e cisalhante atuantes no plano.

$$e \quad \sigma_\alpha = \frac{(\sigma_1 + \sigma_3)}{2} + \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{2} \cos 2\alpha = \frac{(40 + 20)}{2} + \frac{(40 - 20)}{2} \cos 60^\circ = 30 + 10 \times 0,5 = 35,0 \text{ kN} / \text{m}^2$$

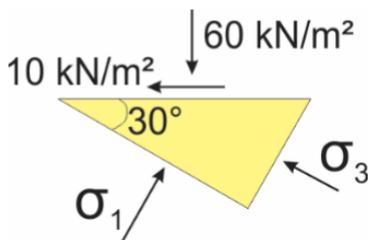
$$\tau_\alpha = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{2} \text{sen} 2\alpha = \frac{(40 - 20)}{2} \text{sen} 60^\circ = 10 \times 0,87 = 8,7 \text{ kN} / \text{m}^2,$$

considerando o sentido anti-horário.

Faça valer a pena

1. A figura a seguir apresenta o estado de tensões do solo, em que são apresentados os valores das tensões normal e cisalhante.

Figura 3.15 | Estado de tensões do solo



Fonte: elaborado pelo autor.

Com base no estado de tensão do solo, pode-se afirmar que as tensões maior e menor são, respectivamente em kN/m^2 :

- a) 25,23; 2,24
- b) 108,51; 131,49
- c) 240; 131,49
- d) 2,24; 25,23
- e) 131,49; 108,51

2. Grande parte dos problemas de Mecânica dos Solos consideram situações em que se trabalha o estado de tensões, ou seja, com tensões atuantes em duas dimensões, quando esta situação é simplificada.

Considerando o contexto apresentado, avalie as seguintes asserções e a relação proposta entre elas.

I. Em qualquer ponto da massa do solo existem três planos ortogonais onde as tensões normais são nulas.

PORQUE

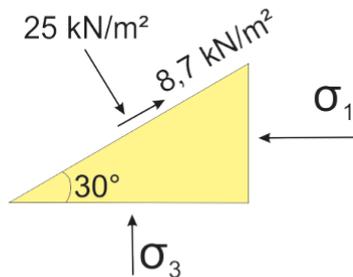
II. As tensões cisalhantes representam as tensões principais, onde a maior é chamada de σ_1 e a menor de σ_3 .

A respeito dessas asserções, assinale a alternativa correta:

- a) as asserções I e II são proposições verdadeiras, e a II é uma justificativa da I.
- b) as asserções I e II são proposições verdadeiras, mas a II não é uma justificativa da I.
- c) a asserção I é uma proposição verdadeira, e a II é uma proposição falsa.
- d) a asserção I é uma proposição falsa, e a II é uma proposição verdadeira.
- e) as asserções I e II são proposições falsas.

3. Considere o estado de tensões apresentado na Figura 3.16, onde a tensão maior e menor são respectivamente 40 kN/m^2 e 20 kN/m^2 .

Figura 3.16 | Estado de tensões do solo



Fonte: elaborado pelo autor.

Pode-se afirmar que o polo é definido pelo par de pontos:

- a) (0;40).
- b) (25;8,7).
- c) (40;0).
- d) (8,7;25).
- e) (40;20).

Seção 3.2

Critério de resistência

Diálogo aberto

Olá, aluno! Em nossa seção anterior aprendemos sobre a resistência do solo, estados de tensão que ele possa estar submetido em campo, além do Critério de Mohr. Nesta seção, avançaremos em nossos estudos entendendo sobre o critério de ruptura e como ele pode nos fornecer parâmetros importantes sobre a susceptibilidade da resistência do solo aos esforços que podem atuar sobre ele. Neste sentido, podemos citar problemas relacionados a estabilidade de taludes de terra, de muros de arrimo, placas de ancoragem e paramentos que agem contra o solo, a capacidade de carga de sapatas ou de fundações em geral. Desta forma, vamos a mais uma situação prática que você poderá encontrar em sua vida profissional. Lembrando: uma empresa projetista está responsável pela abertura de uma rodovia estadual que transpassará uma região composta por uma sequência de maciços intemperizados. Na segunda etapa do projeto de execução da rodovia você identifica em campo que o terreno é composto por uma argila saturada. Preocupado com a possibilidade da ocorrência de ruptura você encaminha amostras desse solo para o laboratório. Desta forma, a partir de amostras coletadas foram obtidos os seguintes resultados apresentados a seguir:

- 1 – A argila era pré-adensada a uma pressão de 2 kgf/cm^2 ;
- 2 – Em um dos ensaios, com a amostra na condição natural de umidade, foi aplicada uma pressão normal ao plano de cisalhamento de 6 kgf/cm^2 e após cisalhar apresentou resistência ao cisalhamento de $3,5 \text{ kgf/cm}^2$;
- 3 – Já em um segundo ensaio com mesma pressão normal (6 kg/cm^2) ao plano de cisalhamento, ofereceu uma resistência de $1,75 \text{ kgf/cm}^2$, porém a amostra estava saturada.

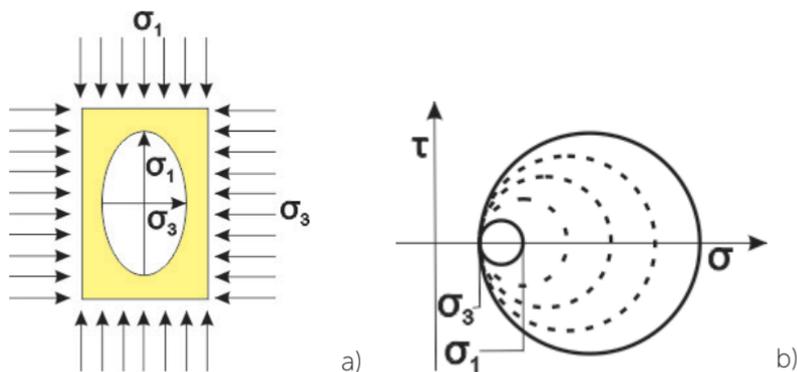
Com base nos resultados de laboratório é necessário que você, como engenheiro responsável da empresa, obtenha os valores de ângulos de atrito interno e aparente para esta argila, além da

coesão para os ensaios nas amostras na umidade natural e saturada por meio do Círculo de Mohr. A partir dos resultados obtidos nas envoltórias, você percebe alguma influência nos parâmetros de resistência da amostra quando ela estava na umidade natural e saturada? Informe sua impressão ao seu superior. Utilize o conhecimento sobre a resistência dos solos, principalmente acerca dos parâmetros de resistência e critérios de construção do Círculo de Mohr. Para resolução gráfica do problema você necessitará de papel milimetrado e compasso para traçar a Envoltória de Mohr. Você pode também comparar os resultados obtidos utilizando o programa MDSolids, que permite traçar as envoltórias, porém é fundamental que você consiga traçá-las manualmente, já que em determinadas situações você não terá todos os recursos disponíveis. Vamos a mais esse desafio?

Não pode faltar

Olá, aluno! Nesta nossa segunda seção da Unidade 3 iremos estudar os critérios de resistência do solo e quais parâmetros podemos obter de forma a julgar se um maciço terroso será capaz de resistir ou romper em função de determinado esforço aplicado. Vamos selecionar um corpo de prova cilíndrico de solo, submetido a uma compressão unitária longitudinal (σ_1) e outra compressão unitária atuando uniformemente sobre sua superfície lateral igual a σ_3 , conforme apresentado na Figura 3.17 (a).

Figura 3.17 | Corte de um corpo de prova cilíndrico de solo



Fonte: elaborado pelo autor.

Agora, vamos considerar que o estado de tensões é o mesmo em todos os pontos do corpo de prova, em que o elipsoide correspondente de revolução possui σ_1 e σ_3 como tensões principais. O Círculo de Mohr, que representa este estado de tensão, é apresentado na Figura 3.17 (b), em que aumentamos progressivamente a compressão unitária longitudinal σ_1 . Os estados de tensões que sucessivamente serão alcançados poderão ser representados por circunferências desenhadas por círculos sucessivos tracejados (Figura 3.17 (b)). O aumento de σ_1 não pode prosseguir indefinidamente, pois em determinado momento ocorrerá a ruptura do solo. Neste momento, o estado de tensões será representado pela circunferência de maior diâmetro desenhada na Figura 3.17 (b) em linha cheia. Ela representa uma circunferência de tensões correspondente ao estado limite de ruptura, o mais próximo à circunferência limite de ruptura.



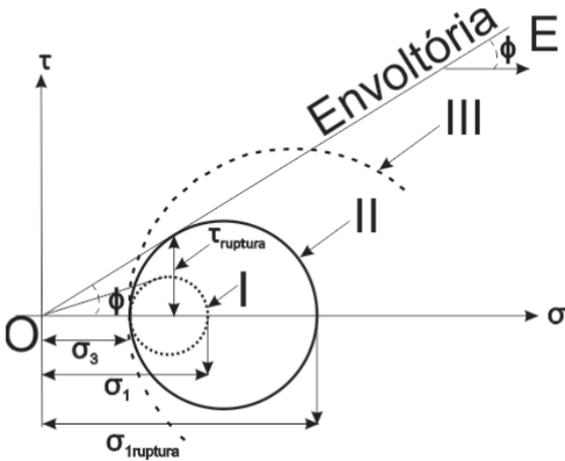
Assimile

A ruptura do corpo de prova ocorre porque a resultante aplicada sobre um, vários ou mesmo todos os planos transpassaram as forças de resistência desenvolvidas do corpo de prova. Estas resultantes são representadas por um, vários ou infinitos pontos da circunferência limite de ruptura, que definimos aproximadamente.

Se tivéssemos partido de um estado de tensões com um valor de σ_3 distinto, teríamos encontrado uma circunferência limite de ruptura também diferente. Se repetirmos o ensaio com muitos valores distintos de σ_1 obteríamos muitas distintas circunferências limites de ruptura, como apresentado na Figura 3.17 (b).

Para julgarmos se um determinado estado de tensões, o qual um solo está submetido, será capaz de produzir ou não a ruptura de um sólido, não basta desenharmos apenas os Círculos de Mohr. Assim, na Figura 3.18 representamos o estado de tensões de um solo arenoso, cuja resistência é basicamente em função do atrito entre os grãos e, se admitirmos que ϕ é uma constante do solo, é possível traçar a linha OE, em solo arenoso de ângulo ϕ , no eixo das tensões normais, onde é possível delimitar uma zona do gráfico a qual não há ruptura.

Figura 3.18 | Envoltória de resistência intrínseca para um solo arenoso



Fonte: elaborado pelo autor.

A linha OE é chamada de Envoltória de Mohr-Coulomb. Qualquer estado de tensão (σ_1 , σ_3) cujo círculo representativo I esteja situado abaixo da envoltória, não corresponde à condição de ruptura. Se for mantida σ_3 e aumentarmos σ_1 gradativamente, atingiremos a ruptura para condições representadas pelo círculo II, tangente a envoltória. O círculo III não existe, pois não é possível obtermos tensões cisalhantes maiores que a resistência ao cisalhamento.



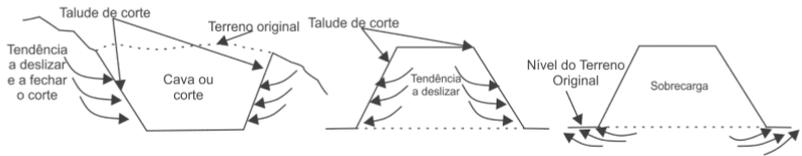
Refleta

É evidente que os pontos representados em cada Círculo de Mohr definirão uma envoltória de resistência do solo obtidos a partir de ensaios de laboratório. Será que este mesmo estado de tensão considerado em laboratório é representativo do estado de tensões de uma amostra de solo em campo?

Vimos anteriormente como podemos identificar pela Envoltória de Mohr o estado de ruptura de um solo arenoso, basicamente em função do ângulo de atrito entre os grãos. Entretanto, será que em um solo argiloso a condição é semelhante? Vamos aprofundar nossos estudos sobre os parâmetros que influenciam esse estado, comparando solos arenosos com argilosos. Para isso, podemos utilizar um fenômeno muito comum em problemas em Mecânica dos Solos, chamado de resistência do solo ao cisalhamento. Ela é

uma característica fundamental nos estudos de estabilidade dos solos. A tendência do cisalhamento se manifesta, por exemplo, sempre que escavamos terrenos (estabilidade das paredes de cavas ou taludes de cortes) ou quando executamos aterros (estabilidade dos taludes dos aterros). Além disso, ele se manifesta quando são aplicadas cargas ao terreno, principalmente quando elas são muito elevadas. Podemos ver cada uma dessas situações na Figura 3.19.

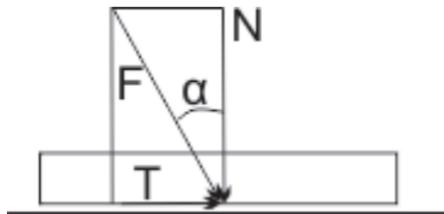
Figura 3.19 | Cisalhamento em massas de solo



Fonte: elaborado pelo autor.

Adiantamos anteriormente sobre o atrito entre os grãos e agora vamos ver o efeito dessa propriedade na resistência ao cisalhamento; não podemos compreendê-la sem pensar no atrito entre os corpos sólidos. Desta forma, vamos observar a Figura 3.20.

Figura 3.20 | Fricção entre superfícies planas



Fonte: elaborado pelo autor.

Ela representa dois sólidos em contato por meio de uma superfície plana. Suponhamos que uma força N normal a esta superfície comprima ambos os sólidos. Se aplicarmos uma força tangencial T , não ocorrerá deslizamento entre ambos os sólidos até que T se iguale ao valor μN , onde μ representa o coeficiente de atrito, que permanece praticamente constante na maioria dos casos, ao variarmos N ou a superfície de contato. O valor de μ depende fundamentalmente da natureza das superfícies de contato. Assim, a área de contato entre as superfícies é proporcional à carga normal, onde a resistência ao cisalhamento dos contatos é independente

desta superfície. Analisando a Figura 3.20 e considerando que $\mu = \text{tg}\phi$ temos que a condição de deslizamento ocorrerá se:

$$T \leq N\mu = N\text{tg}\phi \therefore \frac{T}{N} = \text{tg}\alpha \leq \text{tg}\phi, \text{ onde } \alpha \leq \phi.$$

Analisando a expressão, teremos o deslizamento quando o ângulo que forma a força F com a normal na superfície de contato seja igual ou maior que ϕ .

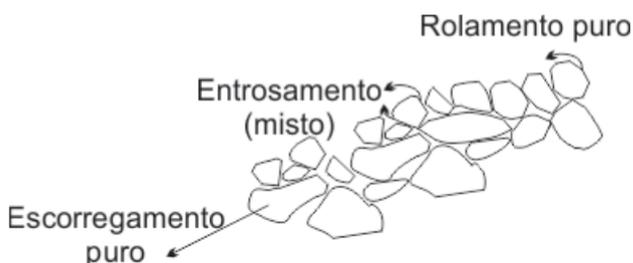


Refleta

O conceito de atrito entre sólidos é fundamentalmente relacionado ao conceito de movimento, ou seja, o atrito surge quando se verifica a tendência ao movimento. Se ocorrer apenas movimento (deslocamento) por ação de forças, o atrito poderia ser considerado uma força resistente em massas de solo?

O conceito de atrito nos solos apresenta aspectos bem mais complexos se comparado ao atrito entre sólidos. Realmente, em materiais granulares (não coesivos), areia e pedregulho, por exemplo, o atrito é um misto de escorregamento (deslizamento) e de rolamento, afetado fundamentalmente pelo entrosamento (*interlocking*) entre os grãos, conforme apresentado na Figura 3.21.

Figura 3.21 | Resistência ao cisalhamento de solos



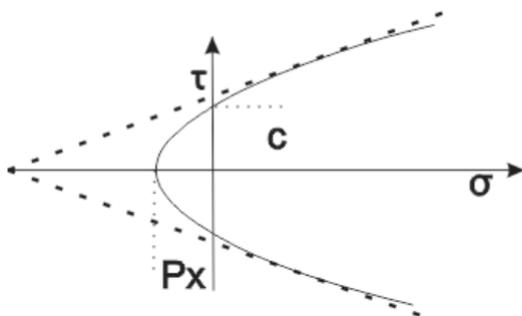
Fonte: elaborado pelo autor.

O atrito simples, que representa o simples escorregamento entre os grãos sólidos faz com que o ângulo ϕ seja praticamente constante. Entretanto, o mesmo não ocorre em materiais granulares,

em que forças atuantes modificam a sua densidade e, portanto, o entrosamento acarreta na variação de ϕ , num mesmo solo.

Quando um esforço de cisalhamento é exercido, se compararmos argilas com areias, com certo teor de umidade, veremos que o atrito entre os grãos é bem inferior em solos finos do que granulares. Em particular, quando as pressões normais são baixas, o atrito diminui com grande rapidez devido à interposição da película de água entre os grãos. Esse fato resulta em uma curva de resistência intrínseca, que mais se assemelha a uma curva do que uma reta, conforme apresentado na Figura 3.22, em que as linhas tracejadas representam a simplificação geralmente admitida para um regime de compressões. Por outro lado, as partículas das argilas se encontram ligadas por atrações mútuas transmitidas por meio de cadeias formadas por moléculas de água dipolares e cátions.

Figura 3.22 | Curva de resistência intrínseca de uma argila



Fonte: elaborado pelo autor.

Na Figura 3.22 um estado hipotético de tração estaria representado por um ponto sobre o eixo das abscissas a esquerda da origem. A argila poderia resistir a este estado, sem chegar a ruptura, sempre que a tração uniforme não chegue ao valor representado por P_x , chamada de pressão de coesão da argila. Como consequência das mesmas ligações estabelecidas entre as partículas, elas podem desenvolver um importante atrito sob pressão a nula, que se reflete na Figura 3.22 pelo par de pontos (0,c), onde c significa a coesão do solo. A coesão é uma característica típica dos solos finos (argilosos e siltes plásticos), diretamente ligada à consistência e originada da atração entre os grãos do material. É uma componente da resistência ao cisalhamento que independe (diretamente) do esforço normal.

Compare a nossa Figura 3.22, em que temos a parcela da coesão (solo argiloso), com a nossa Figura 3.18, em que a coesão é nula (solo arenoso).



Exemplificando

Para entendermos o que representa a coesão para a resistência ao cisalhamento de um solo argiloso, podemos fazer uma analogia quando tentamos deslizar dois selos recém-colados um sobre o outro. Ao tentar realizar esse movimento sentimos o efeito da cola entre os selos, representando assim a coesão.

A resistência da argila ao esforço cisalhante não pode ser definida apenas considerando o ângulo de atrito interno, e assim é necessário que representemos a equação que represente a envoltória de resistência, vista na Figura 3.18. No ano de 1773, Coulomb estabeleceu, pela primeira vez, um critério para determinar a resistência do solo a esforços cortantes ou cisalhantes (τ) que pode ser definida por meio da expressão: $\tau = c + \sigma \tan \phi$, onde c representa a coesão do solo, σ é a tensão normal ao plano e ϕ corresponde ao ângulo de atrito interno do solo. Esta relação representa a resistência ao cisalhamento do solo e conseqüentemente suas propriedades intrínsecas. Nós expressamos a relação em termos de tensões totais por ser de mais fácil determinação, pois expressar em termos de tensão efetiva resulta na necessidade de determinarmos a poropressão, um procedimento de difícil determinação.



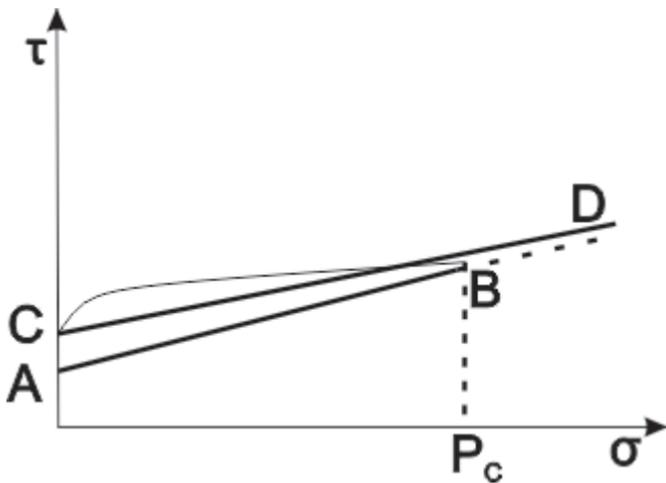
Assimile

É necessário ressaltarmos que os parâmetros de c e ϕ são pouco definidos porque dependem de uma série de fatores, dentre eles: a natureza do material; o histórico de tensões a que o solo foi submetido; as condições de drenagem (relacionadas à dissipação de poropressão); o tempo de ruptura; e a grandeza das tensões aplicadas.

Temos suposto até agora que a envoltória de resistência da argila é invariável e a coesão é uma constante do solo, o qual não é totalmente certo, posto que ambas propriedades dependem de numerosas circunstâncias. Uma delas é a pressão a qual está

submetida a massa de solo em um dado momento anterior a um ensaio, sem que esta pressão tenha sido dissipada. Tendo em vista que a coesão depende de ligações estabelecidas entre as partículas, é razoável esperarmos que as ligações sejam mais intensas conforme os grãos estejam mais próximos. Se a carga a qual o solo está submetido desaparece, as ligações de caráter físico-químico não desaparecem, ao menos em parte. Se obtivermos a resistência ao cisalhamento de várias amostras dessa argila submetidas a diversas pressões crescentes até uma pressão máxima P_c , obteremos dois pontos A-B, que podemos aproximar para uma reta, como a apresentada na Figura 3.23. Assim, podemos comprovar a existência de uma coesão inicial, sempre pequena, devido às propriedades tixotrópicas (mudança de viscosidade) da argila.

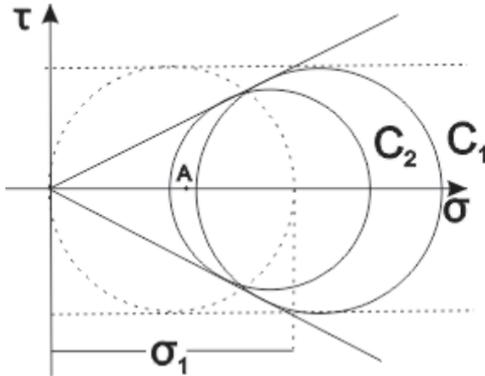
Figura 3.23 | Resistência de uma argila pré-consolidada ao esforço cortante



Fonte: elaborado pelo autor.

Solos arenosos puros e secos não possuem qualquer coesão, como já vimos, ficando assim até certo grau de umidade. Entretanto, podemos verificar em praias uma região intermediária de areia úmida, mais “coesiva” se comparada a parte mais superficial da areia e em profundidade, onde há saturação pela água do mar. Esta “coesão” chamada de aparente se dá pela tensão capilar da água intersticial que produz um estado de compressão tripla, no qual está correspondendo o ponto A, conforme apresentado na Figura 3.24.

Figura 3.24 | Círculo de Mohr na ruptura de areia submetida a tensões capilares

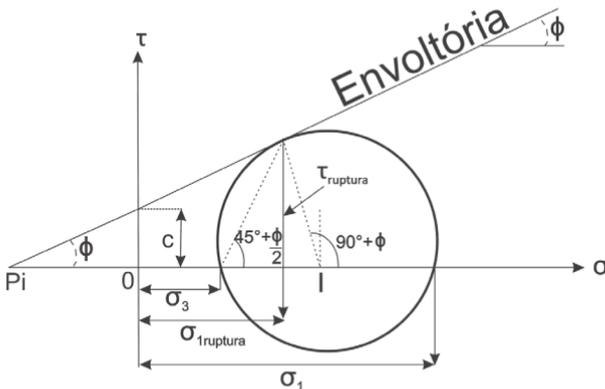


Fonte: elaborado pelo autor.

Para rompermos um corpo de prova de areia úmida por compressão simples aplicamos uma tensão σ_1 e a circunferência de Mohr correspondente será o círculo tracejado, indicando a resistência dada pela coesão aparente. A circunferência efetiva será C_1 (se a dilatância da areia for positiva) ou C_2 (se a dilatância da areia for negativa). Lembre-se que a dilatância representa o aumento do volume do solo submetido ao esforço cisalhante.

Agora que vimos conceitos importantes vamos representar a Envoltória de Mohr a partir de um solo coesivo como na Figura 3.25. Compare novamente com a nossa Figura 3.17.

Figura 3.25 | Envoltória de Mohr para solos coesivos



Fonte: : elaborado pelo autor.

Notamos que a envoltória corta o eixo da tensão cisalhante acima da origem, isto é, com uma ordenada que corresponde a coesão c . Assim, podemos expressar esta condição de ruptura matematicamente por meio da expressão geral:

$$\sigma_1 = 2c \operatorname{tg} \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) + \sigma_3 \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right), \text{ sendo } \operatorname{tg} \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) = \frac{\cos \phi}{1 - \operatorname{sen} \phi}$$

e $\operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) = \frac{1 + \operatorname{sen} \phi}{1 - \operatorname{sen} \phi}$. Note que P_i corresponde a uma

pressão intrínseca que atuou previamente em um solo, deixando o seu "registro" no mesmo.



Exemplificando

Considere que o solo apresentado na Figura 3.24 seja uma areia e possua como parâmetros de resistência na ruptura $c = 0$ e $\phi = 37^\circ$ qual seria a razão entre as tensões maior e menor na ruptura? Para esta solução basta substituímos os valores na equação:

$$\sigma_1 = 2c \times \operatorname{tg} \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) + \sigma_3 \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right). \text{ Substituindo os}$$

$$\text{valores temos: } \sigma_1 = 2 \times 0 \times \operatorname{tg} \left(45^\circ + \frac{37}{2} \right) + \sigma_3 \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{37}{2} \right)$$

$$\sigma_1 = 0 \times 10 \operatorname{tg} \left(45^\circ + \frac{37}{2} \right) + \sigma_3 \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{37}{2} \right) \therefore \frac{\sigma_1}{\sigma_3} = 4,02.$$

Em solo puramente coesivo, sem atrito, a resistência ao cisalhamento ao longo de qualquer plano é independente da tensão normal sobre ele e dependente unicamente da tensão tangencial. Sabemos que a resistência ao cisalhamento máxima é dada pela

expressão: $\tau_{m\acute{a}x} = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{2}$. O plano de mínima resistência ao

cisalhamento corresponderá ao valor mínimo de σ_1 , capaz de produzir a ruptura e definindo uma expressão em função de um ângulo de atrito crítico (ϕ_{cr}) por: $\cos^2 \phi_{cr} - \operatorname{sen}^2 \phi_{cr} + 2 \cos \phi_{cr} \operatorname{sen} \phi_{cr} \operatorname{tg} \phi = 0$.

sendo $\phi_{cr} = 45^\circ + \frac{\phi}{2}$. Assim, se considerarmos um solo não

coesivo ($c = 0$) e aplicarmos a equação geral da condição de

ruptura teremos a expressão: $\sigma_1 = \sigma_3 \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) = \sigma_3 \frac{1 + \operatorname{sen}\phi}{1 - \operatorname{sen}\phi}$.

Agora, se tivermos um solo puramente coesivo ($\phi = 0$) podemos reduzir a expressão a: $\sigma_1 = \sigma_3 + 2c \therefore \sigma_1 - \sigma_3 = 2c$.



Pesquise mais

Vamos agora avançar em nosso conhecimento a partir das Seções 12.1 e 12.2 do livro Fundamentos da Engenharia Geotécnica, disponíveis na Biblioteca virtual. Bons Estudos!

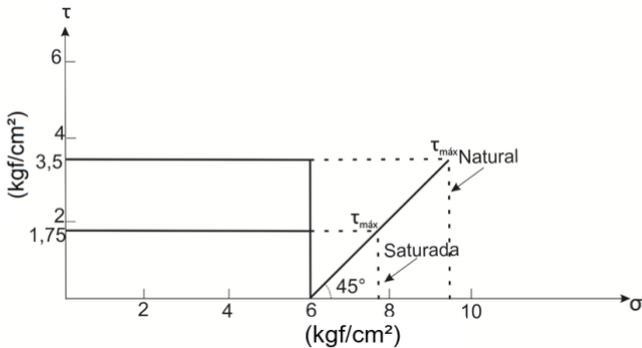
- Seções 12.1 e 12.2 - **Fundamentos de Engenharia Geotécnica**. Braja Das, Khaled Sobhan, São Paulo: Cengage Learning Learning, 2014.

Sem medo de errar

Vimos que a empresa projetista está responsável pela abertura de uma rodovia estadual que transpassará uma região composta por uma sequência de maciços intemperizados. Como engenheiro responsável contratado por esta empresa será fundamental que você utilize todo o seu conhecimento durante a execução desta grande obra, orientando não apenas a equipe técnica, mas os próprios executores. Desta forma, em uma segunda etapa do projeto de execução da rodovia você identifica em campo que o terreno é composto por uma argila saturada. Preocupado com a possibilidade da ocorrência de ruptura, você encaminha amostras desse solo para o laboratório e a partir dos resultados é necessário que você obtenha os valores de ângulos de atrito interno e aparente para esta argila, além da coesão para o ensaio com a amostra saturada e na umidade natural, por meio do Círculo de Mohr. Além disso, é necessário que você verifique se os parâmetros de resistência do solo são distintos nessas duas condições.

Vamos obter todos os dados graficamente e para isso vamos plotar em um papel milimetrado as tensões normais e tensões cisalhantes. Temos os valores de tensão normal de $\sigma_3 = 6$ para ambos os ensaios e deste ponto traçamos uma reta que faz 45° com a horizontal. Se prolongarmos uma reta horizontal utilizando os pares de pontos de pressão normal e de cisalhamento, ou seja, (6;1,75) e (6; 3,5), e depois traçarmos uma reta que faz 45° , podemos definir o centro das envoltórias das amostras natural e saturada. Como a tensão cisalhante é máxima, obtemos os centros das envoltórias prolongando os pontos de 1,75 e 3,5 kgf até interceptar a linha que faz 45° e traçando uma vertical até interceptar o eixo das pressões normais, conforme apresentado na Figura 3.26.

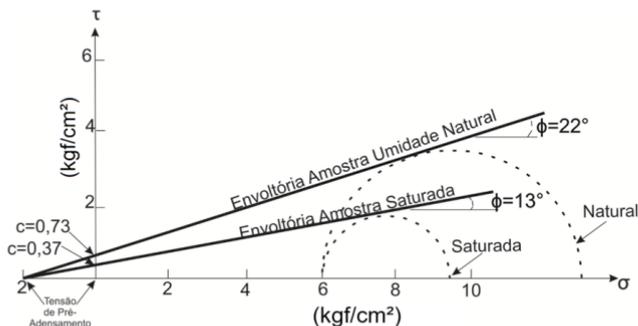
Figura 3.26 | Determinação da centro da Envoltória de Mohr-Coulomb



Fonte: elaborado pelo autor.

Agora, podemos traçar os Círculos de Mohr aos ensaios natural e saturado, utilizando um compasso. Sabemos que a argila estava previamente adensada 2 kgf/cm^2 e se prolongarmos uma reta saindo de -2 kgf/cm^2 até que tangencie o círculo de Mohr teremos a nossa envoltória, além de obter graficamente tanto a coesão e o ângulo de atrito na condição de umidade natural quanto na condição de amostra saturada, conforme apresentado na Figura 3.27.

Figura 3.27 | Parâmetros de resistência para solo coesivo



Fonte: elaborado pelo autor.

Observando os resultados vemos que na condição de saturação da argila, os parâmetros de resistência são inferiores, ou praticamente a metade, se compararmos com a condição natural. Neste sentido, os parâmetros de projeto deverão considerar os parâmetros de resistência do solo em função da época e susceptibilidade da escavação a água, já que se forem considerados parâmetros onde a argila não sofre influência da água e por acaso a mesma vier a sofrer saturação, existe uma grande chance de haver ruptura tendo em vista que a envoltória na condição saturada ocorre bem abaixo da envoltória na condição de umidade natural da amostra.

Avançando na prática

Desvendando os parâmetros de ruptura do solo

Descrição da situação-problema

A empresa deseja construir um pequeno aterro de solo arenoso e envia amostras ao laboratório para uma série de ensaios de resistência do solo. Devido a um pequeno descuido no registro dos dados, foi possível apenas obter as tensões principais menor e maior na ruptura, cujos valores são respectivamente 80 kPa e 280 kPa. O seu supervisor necessita saber a coesão e o ângulo de atrito desse solo para subsidiar o projeto do aterro e conta com a sua experiência para obtenção desses parâmetros.

Resolução da situação-problema

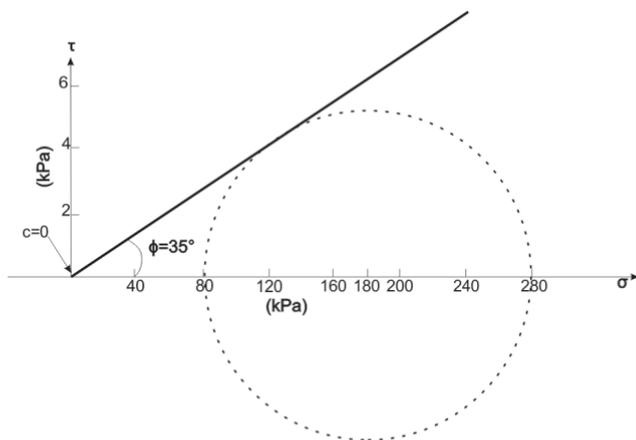
Como o solo é arenoso o valor da coesão é nula ($c = 0$). Sabendo desta informação, vamos plotar o par de valores de tensão maior (σ_1) e menor (σ_3). Como o solo não apresenta coesão, basta que tracemos o Círculo de Mohr que possui centro correspondente

$$a \quad C = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} = \frac{280 + 80}{2} = 180 \text{ kPa} \text{ e raio de}$$

$$R = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} = \frac{280 - 80}{2} = 100 \text{ kPa} .$$

Posteriormente, saindo da origem, a envoltória que deverá tangenciar nosso círculo, onde podemos obter graficamente o ângulo de atrito, conforme apresentado na Figura 3.28.

Figura 3.28 | Parâmetros de resistência para solo não coesivo



Fonte: elaborado pelo autor.

Faça valer a pena

1. Qual será a inclinação teórica de planos de ruptura de uma massa de solo submetida a uma carga vertical se o ângulo de atrito interno for de: 0° , 20° , 30° e 45° ?

Assinale a alternativa que apresenta os valores da inclinação teórica respectivamente aos valores de ângulo de atrito interno informados:

- a) 45°; 55°; 60°; 67,5°.
- b) 65°; 45°; 20°; 15°.
- c) 55°; 35°; 20°; 10°.
- d) 45°; 60°; 55°; 27,5°.
- e) 67,5°; 60°; 55°; 45°.

2. A resistência ao cisalhamento está diretamente relacionada com a propriedade do solo em suportar cargas e conservar sua estabilidade. Desta forma, toda a massa de solo está sujeita à ruptura quando a resistência ao cisalhamento é excedida. Com base no contexto, analise as seguintes asserções e a relação proposta entre elas.

I. Quando a tensão cisalhante máxima é atingida, diz-se que o solo rompeu, tendo sido totalmente mobilizada a resistência do solo.

PORQUE

II. Em qualquer ponto da massa do solo existem três planos ortogonais onde as tensões

normais são nulas e as tensões cisalhantes são metade da normal, indicando uma pré-ruptura.

A respeito dessas asserções, assinale a alternativa correta:

- a) as asserções I e II são proposições verdadeiras, e a II é uma justificativa da I.
- b) as asserções I e II são proposições verdadeiras, mas a II não é uma justificativa da I.
- c) a asserção I é uma proposição verdadeira, e a II é uma proposição falsa.
- d) a asserção I é uma proposição falsa, e a II é uma proposição verdadeira.
- e) as asserções I e II são proposições falsas.

3. Qual seria a resistência ao cisalhamento de uma amostra de areia solta a 6 m abaixo da superfície do terreno, no qual o nível d'água está 1,5 m da superfície do terreno e a areia possui $\phi = 30^\circ$ e $\phi_{cr} = 60^\circ$, na ruptura. A ruptura ocorre devido ao deslocamento lateral progressivo da areia e redução de σ_3 . Considere o peso específico da areia acima do nível d'água de 16 kN/m³, e abaixo do mesmo é 20 kN/m³. Considere peso específico da água igual a 10 kN/m³.

Assinale a alternativa correta:

- a) 67,5 kN/m²
- b) 22,48 kN/m²
- c) 33,74 kN/m²
- d) 19,48 kN/m²
- e) 45,02 kN/m²

Seção 3.3

Ensaio para determinação da resistência

Diálogo aberto

Olá, aluno! Em nossas últimas seções aprendemos sobre os parâmetros de resistência ao cisalhamento e sobre os critérios de ruptura do solo. Nesta nossa última seção da Unidade 3, vamos aprender como os parâmetros de resistência do solo podem ser obtidos em laboratório, por meio dos principais ensaios que temos na prática da Mecânica dos Solos: o ensaio de cisalhamento direto e o ensaio triaxial. Esses ensaios são importantíssimos na tentativa de representar condições naturais as quais os solos estão submetidos em campo, como em encostas naturais, escavações subterrâneas, fundações de barragem e aterros, por exemplo. Nesse contexto, a empresa projetista, a qual você é o engenheiro que compõe o corpo técnico, está responsável pela abertura de uma rodovia estadual que transpassará uma região composta por uma sequência de maciços intemperizados. Estudos geológico-geotécnicos realizados apontaram que o maciço é composto por filito, uma rocha predominantemente de baixa resistência e que apresenta planos de foliação. Assim, a empresa deseja realizar uma escavação subterrânea no maciço em solos residual com o objetivo de abrir um túnel de forma a simplificar o traçado da rodovia. A partir da coleta de amostra do solo residual do maciço, são executados três ensaios de compressão triaxial adensados não drenados (CU), cujos resultados são apresentados na Tabela 3.2. Como engenheiro responsável e de forma a subsidiar os parâmetros para a execução do projeto básico do túnel é necessário que você calcule as pressões axiais efetivas e confinantes consideradas no ensaio, determinando também os parâmetros de resistência em termos de pressões totais, além de obter a coesão e o ângulo de atrito, efetivos do solo.

Tabela 3.2 | Resultado de ensaios triaxiais

Corpo de Prova	Umidade Final (%)	Pressão de Câmara σ_3 (kg/cm ²)	Pressão de Câmara σ_1 (kg/cm ²)	Pressão Neutra de Ruptura (kg/cm ²)
1	27,0	1,3	4,69	-0,19
2	26,3	3,0	9,07	0,96
3	25,9	6,0	14,90	2,80

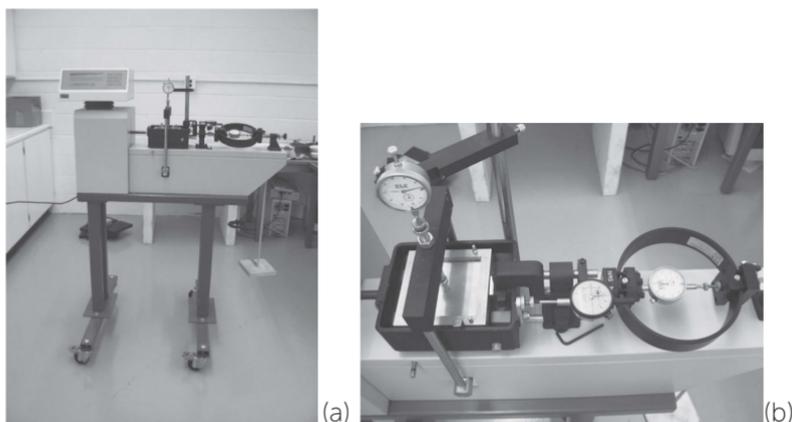
Fonte: elaborado pelo autor.

Utilize todo o seu conhecimento sobre os ensaios de laboratório para obtenção de parâmetros de resistência do solo, em especial o ensaio triaxial. Utilize dos métodos gráficos de forma a apoiar seus resultados e interpretações. Vamos a mais este desafio?

Não pode faltar

Olá, aluno! Nesta nossa terceira unidade, após já estudarmos os parâmetros de resistência do solo, além de formas de representá-los (objetivando verificar as condições de ruptura), iremos nos concentrar na interpretação dos ensaios de cisalhamento direto e triaxial. Eles são importantes para verificação da resistência do solo, simulando em laboratório condições encontradas por nós em campo, no dia a dia dos projetos de engenharia. Vamos iniciar estudando o equipamento de cisalhamento direto, exemplificado na Figura 3.29, que mostra o equipamento (Figuras 3.29 (a)) e os sensores (Figuras 3.29 (b)) para aquisição de informações durante o ensaio. Ele conta com uma caixa inferior e outra superior, onde entre elas é disposta a amostra de solo com pedras porosas em ambos os extremos. Destas caixas, uma é fixa e a outra é móvel. A amostra de solo colocada pode ser tanto de seção quadrada como circular. Em um ensaio normal é aplicada uma carga vertical, observando as deformações verticais existentes. Na sequência, é introduzido um esforço horizontal, havendo o registro ao longo do tempo das deformações horizontais (eixo das abcissas) e das tensões cisalhantes horizontais (eixo das ordenadas), em um gráfico.

Figura 3.29 | Equipamento de cisalhamento direto



Fonte: Das Braja (2014, p. 359 e 360).

O ensaio de cisalhamento direto pode ser executado de três formas em função da presença ou ausência de água, como também na condição do solo natural (sem água).

- Na presença de água, o ensaio pode ser sem drenagem, sem escape de água da amostra, mesmo durante a aplicação da carga vertical (adensamento) e do esforço cisalhante.
- A segunda forma é permitir que a amostra sofra drenagem durante um carregamento vertical de modo que, ao aplicarmos o esforço cisalhante as pressões intersticiais sejam nulas inicialmente, mas presentes durante a aplicação do esforço cisalhante.
- A terceira maneira é permitir a drenagem da amostra durante todo o ensaio, de forma que as pressões intersticiais sejam nulas durante a aplicação do esforço cortante, utilizando pedras porosas na base e topo da amostra dentro da caixa de cisalhamento. Cabe ressaltar que nos ensaios adensados sem drenagem e com drenagem a pressão vertical recebe o nome de pressão de adensamento, que já estudamos em nossa Unidade 2.



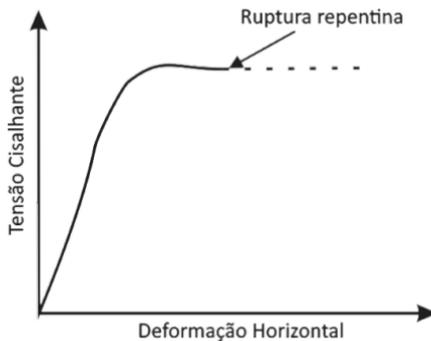
Dica

Você se lembra sobre as condições que um solo pode ser encontrado na natureza em termos de carregamentos sofridos? Chamamos de razão de sobre adensamento o coeficiente entre a máxima pressão

de adensamento a que um solo foi submetido no passado e a que suportava imediatamente antes do ensaio atual. Esta definição é aplicada não somente em ensaios de cisalhamento, como também ensaios sem deformação lateral.

Da maneira como aplicamos o esforço horizontal nas amostras o ensaio de cisalhamento direto pode ser classificado de duas maneiras. A primeira é um ensaio com a tensão controlada, onde se aplica um determinado esforço horizontal e vai havendo a medição das deformações neste sentido, até chegar a estabilização. Na sequência, aumentamos a força horizontal e assim sucessivamente, até que chega um momento em que as deformações não se estabilizam, indicando que superamos a carga de ruptura. A Figura 3.30 representa uma típica curva tensão-deformação em um ensaio de cisalhamento com tensão controlada. A segunda maneira seria na condição de deformação controlada.

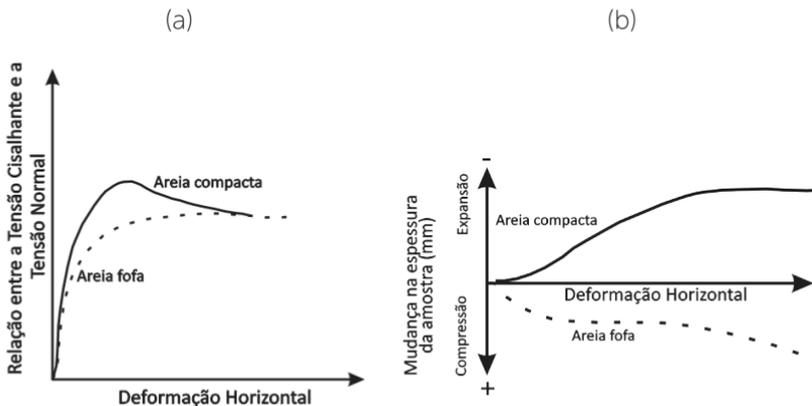
Figura 3.30 | Curva tensão – deformação em ensaio controlado



Fonte: elaborado pelo autor.

Neste ensaio, a caixa de cisalhamento se desloca a uma velocidade controlada, onde são medidas a resistência ao cisalhamento correspondente, por meio de um anel dinamométrico (Figura 3.30 (b)) conectado em série com a célula de carga que aplica a força horizontal. A Figura 3.31 (a) representa o gráfico tensão-deformação típico, que podemos obter em ensaios drenados, com deformação controlada em duas amostras de areia, compacta (linha contínua) e fofa (linha tracejada); e na Figura 3.31 (b) as variações de volume que essas amostras sofreram durante a aplicação do esforço cisalhante.

Figura 3.31 | Ensaio de cisalhamento direto com deformação controlada em areias



Fonte: elaborado pelo autor.



Assimile

Para definirmos uma envoltória de resistência de um determinado solo a partir do ensaio de cisalhamento direto, devemos dispor de vários corpos de prova que devem ser submetidos a tensões normais distintas. Utilizando no mínimo três tensões normais e conseqüentemente executando três ensaios já seremos capazes de elaborar nossa envoltória. Simples, não é mesmo?

Observe a Figura 3.31 (a). Se tivermos a compacidade de um solo arenoso elevada, comparado com a pressão de adensamento, teremos curvas típicas das areias compactas. A resistência ao cisalhamento máximo será representada no gráfico pela tensão de pico e posteriormente ela decrescerá até alcançar um valor crítico. Durante o cisalhamento ocorre um aumento de volume, em função do arranjo dos grãos e para que ocorra um deslocamento entre eles, como na Figura 3.31 (b), é necessário um novo arranjo, com o preenchimento dos vazios existentes. Este fenômeno é chamado de dilatância positiva, ou simplesmente dilatância. O máximo esforço horizontal está próximo ao ponto máximo da curva de variação de volume. Por fim, ao chegar ao valor crítico de cisalhamento, a variação de volume não ocorre. Nesta última condição, onde a resistência ao cisalhamento é baixa, define-se o estado crítico. Para baixos valores de compacidade da areia teremos curvas como a das areias fofas (Figura 3.31). A resistência ao cisalhamento

aumenta até certo momento em que se mantém aproximadamente constante. Durante o cisalhamento ocorre uma diminuição do volume, onde podemos supor um acréscimo de esforço horizontal e aumento da resistência média das tensões principais. Assim, a resistência ao cisalhamento nesses solos tende a produzir redução do volume dos grãos, fenômeno este conhecido como dilatância negativa, ou simplesmente compressão. Esse fenômeno se deve à disposição dos grãos, cuja estrutura do solo possui muitos vazios e os esforços cortantes tendem a produzir o colapso dos grãos. Quando a resistência ao cisalhamento alcança o valor constante o cisalhamento ocorre sem variação do volume e assim obtemos novamente o estado crítico do ensaio.



Refleta

Considerando um mesmo solo arenoso, será que o valor crítico a partir de um ensaio de cisalhamento direto executado será o mesmo, independente do índice de vazios inicial do solo?

Para valores intermediários de compactidade de areias e pressões de adensamento em solos arenosos, as curvas são semelhantes a de solos compactos, porém ocorre redução do volume devido ao aumento da tensão normal, seguida de uma dilatância positiva.

Para os solos argilosos, quando a razão de pré-adensamento é muito baixa o volume continua a diminuir uma vez que a tensão cisalhante tenha se estabilizado. Este fenômeno é comum em argilas sensíveis ou solos submetidos a altas pressões. Tudo o que falamos se refere a ensaios drenados. Se nos referirmos a ensaios sem drenagem em solos saturados e sem variação de volume, a tendência de aumentar ou diminuir o volume gerará pressões intersticiais negativas ou positivas, respectivamente.



Assimile

O aparelho de cisalhamento direto é na verdade um equipamento de deformação plana, pois não há deformação no sentido transversal. Existe o inconveniente de que a área da amostra diminui durante o ensaio, mas apesar deste fato, ele é muito útil para encontrarmos valores de pico (τ) e residual (τ_{res}) ao longo dos planos de descontinuidade da rocha, por exemplo.

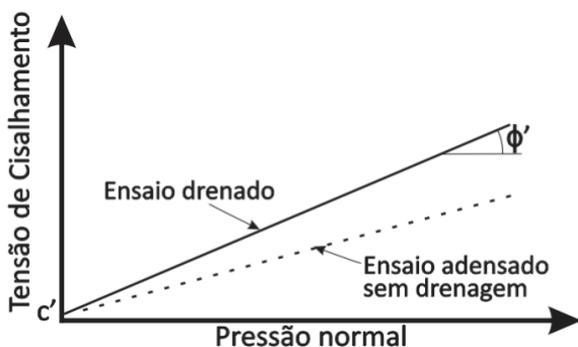
No caso de ensaios de cisalhamento direto drenados, para que as pressões intersticiais sejam nulas durante todo o ensaio, a amostra de solo deve ser inundada quando disposta nas caixas de cisalhamento, principalmente se o solo possui granulometria fina, pois de outra forma poderiam existir tensões capilares.



Exemplificando

Se realizarmos três destes ensaios em três amostras idênticas de um mesmo solo, com três pressões verticais distintas, podemos representar no eixo das abscissas a pressão normal sobre o plano horizontal que separa ambas as caixas de cisalhamento e nas ordenadas a tensão de cisalhamento, conforme apresentado na Figura 3.32.

Figura 3.32 | Ensaios de cisalhamento drenados e adensados sem drenagem



Fonte: elaborado pelo autor.

Estes pontos definem a linha de resistência. Se a variação das pressões de adensamento não é excessiva, esta linha se assemelha a uma reta, de acordo com o critério de ruptura de Mohr Coulomb, ou seja, a ordenada na origem da reta chamada de coesão efetiva c' e o ângulo que forma esta reta com o eixo das abscissas é chamado de ângulo de atrito efetivo. Cabe ressaltar que estes parâmetros correspondem unicamente ao plano ensaiado. Ao plotarmos esses valores em um Círculo de Mohr, veremos que a tensão de cisalhamento máxima (S) corresponderá a um ponto cujo o raio é máximo e faz 90° com o centro do círculo. Entretanto, esse ponto não representa a ruptura do solo. A envoltória de ruptura se dará em uma reta que apesar de tangenciar o círculo, corresponde a um plano com certa inclinação, que pode ser determinado pela expressão:

$$s = \left(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \right) \cos \phi, \text{ onde } \cos \phi \text{ provém da relação}$$

entre a inclinação da envoltória e o ângulo de atrito. Lembre-se que vimos esta informação na Seção 3.2 em nossa Figura 3.18?

Em areias não cimentadas (grãos soltos) e argilas deformadas com a umidade correspondente ao limite líquido, a linha da envoltória de resistência passa pela origem. Já em argilas moles é quase nula. No caso das areias o ângulo de atrito interno, obtido em ensaios de deformação controlada, são próximos, sendo um pouco superior se comparados a ensaios de tensão controlada. Se ao invés de utilizarmos o valor de pico para obter a envoltória de resistência utilizarmos os valores críticos ou residuais, a coesão tende a ser nula. Para argilas sobre adensadas e argilas deformadas até seu limite líquido, os ângulos de atrito interno residual apresentam valores semelhantes. A diminuição da resistência do valor de pico até o residual se deve a forte orientação das partículas de argila ao longo do plano de ruptura. Isto pode ser demonstrado experimentalmente onde a superfície de ruptura tende a ficar polida.



Refleta

Imagine pegarmos um corpo de prova de solo previamente dividido em duas metades (planos). Se realizarmos um ensaio de cisalhamento entre essas partes você acha que o ângulo de atrito interno residual obtido seria maior ou menor se compararmos com o resultado obtido em uma amostra que estava íntegra antes do ensaio?

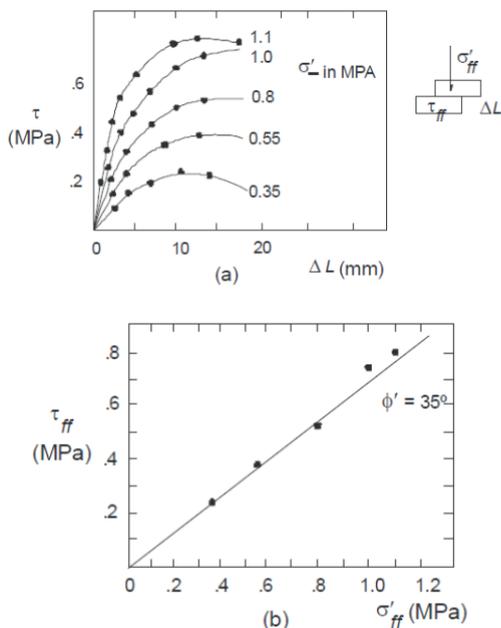


Exemplificando

Vamos entender como podemos obter os parâmetros de resistência a partir de um ensaio de cisalhamento. Considere que foram preparados cinco corpos de prova de um solo arenoso, submetidos a um ensaio de cisalhamento direto com pressões normais que variaram entre 0,35 e 1,1 MPa, cujos resultados são apresentados na Figura 3.33 (a), em função da variação da tensão cisalhante pelo deslocamento horizontal.

Vamos obter o valor de ϕ' , utilizando a Envoltória de Mohr-Coulomb, apresentada na Figura 3.33 (b).

Figura 3.33 | Interpretação do ensaio de cisalhamento direto

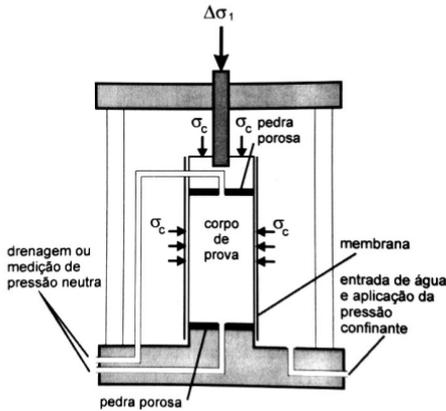


Fonte: Ortigão (2007, p. 237).

Como podemos ver na Figura 3.33 (a), as tensões normais no plano de ruptura não variam durante o ensaio e as tensões cisalhantes aumentam à medida que a caixa se desloca lateralmente (Figura 3.33(b)), passando por um valor máximo (ruptura $\tau_{máx}$ ou τ_{ff}). Os valores de τ_{ff} obtidos nas curvas de ensaio são apresentados na Figura 3.33 (b) versus o valor de σ'_{ff} (tensão normal) correspondente. A Envoltória de Mohr-Coulomb é obtida através dos pares de pontos (σ'_{ff}, τ_{ff}) e, considerando que o solo é arenoso (coesão igual a zero), a envoltória de resistência passa pela origem, sendo indicado o valor de ϕ' .

Outro ensaio muito praticado na Mecânica dos Solos é o ensaio triaxial (Figura 3.34). Ele consta de uma célula onde são produzidos o adensamento e ruptura de uma amostra de solo.

Figura 3.34 | Equipamento de ensaio triaxial

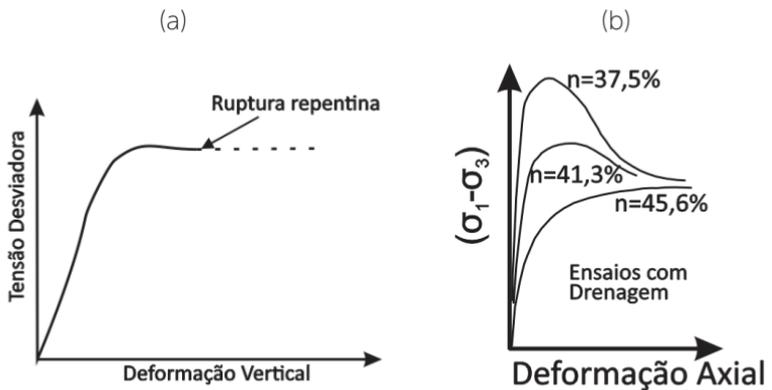


Fonte: Pinto (2006, p. 266).

Nela, podemos ver a amostra de solo cilíndrica, entre placas porosas, envolvida em uma membrana fina. Em um ensaio normal, ocorre a aplicação de uma pressão hidrostática σ_3 (pressão externa) na amostra, por meio da água, preenchendo a câmara compreendida entre o cilindro exterior e a membrana, sendo observadas as deformações correspondentes. Na sequência, é introduzida uma carga vertical por meio de um pistão cuidadosamente inserido. Assim que a carga é aplicada, o pistão sobe devido à pressão de água sobre a sua base. A força vertical necessária para retornar o pistão ao contato com a cabeça da célula, sem produzir tensão na amostra, é feita pelo restante da força total vertical. A diferença, dividida pela área da amostra, é a tensão desviadora. Alguns dispositivos na célula podem ser utilizados para redução do atrito. A pressão externa pode ser aplicada mediante colunas de mercúrio que normalmente são dispostas em série, porém esses sistemas costumam apresentar problemas de perda de pressão por vazamento de água. As células triaxiais normalmente fabricadas estão preparadas para suportar pressões máximas de quase 1 MPa, porém existem equipamentos de alta pressão que alcançam valores de quase 70 MPa. A tensão desviadora pode ser compressiva (ensaio de compressão) ou de tração (ensaio de extensão). A aplicação desta tensão pode ser de duas formas. (1) Em um ensaio de tensão controlada é aplicada uma força no pistão conhecida, sendo medidas deformações até se chegar a estabilização. Na sequência, é aumentada a carga do

pistão e assim sucessivamente até que, em determinado momento, as deformações não se estabilizam, indicando que a carga de ruptura foi ultrapassada. A Figura 3.35 (a) apresenta um diagrama típico da tensão desviadora em relação à deformação vertical em um ensaio de tensão controlada, onde as deformações representadas correspondem ao final de cada intervalo de carga. (2) No ensaio de deformação controlada, o pistão se desloca a uma velocidade determinada em relação ao tipo de célula triaxial, sendo medida a tensão desviadora. A Figura 3.35 (b) representa um diagrama típico da tensão desviadora vs. deformação vertical em um ensaio de deformação controlada em três amostras de areia, com diferentes graus de compactação, sob pressões normais não muito elevadas. Tudo o que mencionamos sobre o ensaio de cisalhamento direto sobre a carga de pico e crítica também se aplica a este ensaio.

Figura 3.35 | Curvas tensão-deformação em ensaios triaxiais de tensão controlada (a) e deformação controlada (b)

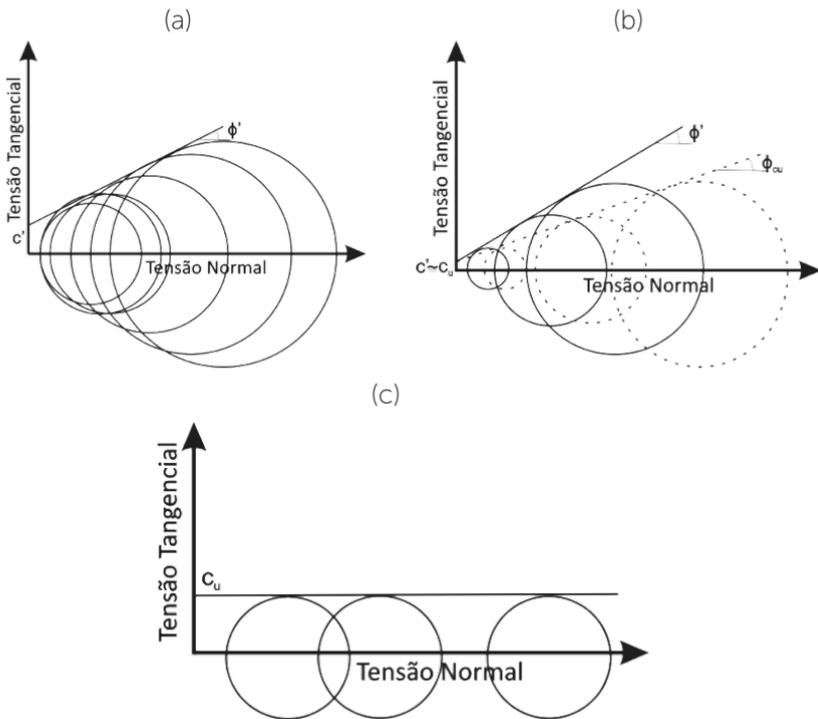


Fonte: elaborado pelo autor.

Em solos arenosos os valores finais da tensão desviadora são aproximadamente independentes do grau de compactidade inicial das mesmas. Esta característica é de difícil precisão no equipamento triaxial devido a necessidade de deformações muito grandes, onde há grande incerteza em relação a seção real da amostra. Da mesma forma, podemos estender o ensaio triaxial em relação às mudanças de volume ou determinação de pressões intersticiais.

Quando a ruptura produz um plano de cisalhamento o procedimento descrito somente é aplicado até o momento em que começa a haver a separação entre os planos de ruptura. Em ensaios sem drenagem com solos saturados, o procedimento descrito é válido, porém em ensaios com drenagem ou em solos parcialmente saturados tem que se determinar ΔV . Isto pode ser feito em solos saturados medindo o volume de água expulso pelo corpo de prova. Em solos não saturados pode-se medir ΔV determinando o volume de água que entra na célula triaxial (entre o corpo de prova e o cilindro). Para isso devemos conhecer a variação do volume da célula com a pressão interior, mediante uma medição prévia considerando possíveis perdas de fluido (água ou óleo). Em ensaios de tração é comum que a amostra seja estrangulada. Neste caso, a ruptura produz uma pequena zona próxima à zona de estrangulamento e, portanto, não é razoável introduzir a área média do corpo de prova nos cálculos. Segundo as condições em que é produzida a drenagem na amostra são distinguidos os três mesmos tipos de ensaios que mencionamos no ensaio de cisalhamento direto, somente com a diferença de que neste caso a pressão externa substitui a pressão vertical e a tensão desviadora substitui a tensão horizontal, ou seja, adensados drenados (CD), adensados não drenados (CU) e não adensados e não drenados ou rápidos (UU). Em ensaios adensados drenados (CD) é suposto que a distribuição de tensões no corpo de prova é uniforme e que não existe atrito entre as placas, podendo ser representado ao término do mesmo o Círculo de Mohr correspondente a carga de ruptura. Repetindo este mesmo processo para três corpos de prova adensados com três pressões externas distintas, serão obtidos os correspondentes Círculos de Mohr, apresentados na Figura 3.36 (a), cuja envoltória define o ângulo de atrito interno e a coesão efetiva do solo. A resistência ao cisalhamento, definida pela envoltória não pode ser ultrapassada neste tipo de ensaio e em nenhum plano do solo, cujo ângulo correspondente ao valor crítico é ϕ_{cv} .

Figura 3.36 | Círculos de Mohr e envoltória em ensaios triaxiais CD (a), CU (b) e UU (c)



Fonte: elaborado pelo autor.

Cabe ressaltar que c' (Figura 3.36 (a)) é mais elevada que outras argilas submetidas no passado a carregamentos de massas mais elevados. Se desejarmos acelerar a drenagem é comum colocarmos drenos laterais de papel filtro em volta do corpo de prova e até as pedras porosas. Já em ensaios com pré-adensados sem drenagem (CU) o corpo de prova é submetido primeiramente a uma pressão externa σ_3 , com a válvula de drenagem aberta. Quando terminada a etapa de adensamento é aplicada a tensão desviadora depois de fechada a válvula de drenagem. Desta forma, com três ou mais corpos de prova são desenhados os Círculos de Mohr correspondentes às tensões totais (linhas pontilhadas) e efetivas (linhas cheias), apresentados na Figura 3.36 (b), onde nos círculos pontilhados são obtidas a envoltória que serve para definir ϕ_{cu} e a coesão c_u do ensaio adensado não drenado, cuja envoltória depende da condição do ensaio.

Este tipo de ensaio triaxial apresenta a grande vantagem já que mede a tensão desviadora e pressões intersticiais. Se considerarmos as tensões principais, maior e menor totais, a pressão intersticial no momento da ruptura corresponderá a valores próximos das pressões efetivas. A envoltória dos Círculos de Mohr correspondentes nos dará um ângulo de atrito interno e coesão efetivos (Figura 3.36 (b)). Para acelerarmos a drenagem durante o adensamento e igualarmos às pressões intersticiais entre o centro e extremos do corpo de prova durante a aplicação da tensão desviadora, é comum a colocação de drenos.

Por fim, temos o ensaio sem drenagem em solos saturados (UU), que são realizados aplicando pressões externas, σ_3 , com a válvula de drenagem fechada. Posteriormente, é aplicada a tensão desviadora até chegar a ruptura com a válvula de drenagem também fechada. As pressões de confinamento e axial adicional são aplicadas tão rapidamente, que não há tempo para drenagem da água no solo e toda a pressão aplicada age sobre a água (em solos saturados), sob a forma de pressão neutra. Ensaioando três corpos de prova de solo com três pressões externas distintas, são obtidos três Círculos de Mohr, em termos de tensões totais, cujos diâmetros são iguais, apresentados na Figura 3.36 (c), onde notamos que as envoltórias são, portanto, linhas horizontais. A ordenada desta envoltória é conhecida pelo nome de resistência não drenada do solo. Fica claro que este é o máximo valor que podemos obter a resistência ao cisalhamento do solo sem drenagem, em qualquer plano no solo, neste ensaio, não concorda? O motivo é que ao aplicar a pressão externa com válvula de drenagem fechada não ocorrem variações das pressões efetivas. Por isso, a tensão desviadora de ruptura e como consequência os diâmetros dos círculos são independentes da pressão externa aplicada, cabendo ressaltar que duas exceções existem: as argilas fissuradas (ar contido nas fissuras) e os solos de granulometria grosseira com forte dilatância positiva.



Pesquise mais

Que tal aprendermos um pouco mais sobre os ensaios de cisalhamento direto e triaxial em solo? Visite a Biblioteca e analise as Seções 12.5 a 12.7 e 12.9 a 12.11 do livro Fundamentos da Engenharia Geotécnica, disponíveis na Biblioteca virtual, para conhecer um pouco mais sobre

os ensaios de cisalhamento direto e triaxial, respectivamente. Além disso, acesse os links e veja na prática esses ensaios. Bons Estudos!

- **Fundamentos de Engenharia Geotécnica.** Braja Das, Khaled Sobhan, São Paulo: Cengage Learning Learning, 2014;
- **Ensaio de Cisalhamento Parte I.** Disponível em: <<https://bit.ly/2PsTINW>>. Acesso em: 14 jun. 2018.
- **Ensaio de Cisalhamento Parte II.** Disponível em: <<https://bit.ly/2MFt4gE>>. Acesso em: 14 jun. 2018.
- **Ensaio de solo (4/8).** Disponível em: <<https://bit.ly/2Lf6Tcm>>. Acesso em: 14 jun. 2018.

Sem medo de errar

Como vimos a empresa projetista está responsável pela abertura de uma rodovia estadual. Foram coletadas amostras de solo e encaminhadas ao laboratório para execução de ensaios triaxiais, cujos resultados foram apresentados na Tabela 3.2. Como engenheiro responsável e de forma a subsidiar os parâmetros para a execução do projeto básico do túnel, é necessário que você calcule as pressões axiais efetivas e confinantes consideradas no ensaio, determinando também os parâmetros de resistência em pressões totais, além de obter a coesão e o ângulo de atrito, efetivos do solo.

Vamos inicialmente determinar a diferença entre as pressões principais, que correspondem a diferença entre a pressão axial e a pressão da câmara ou confinante, apresentando em nossa Tabela 3.3. Já a pressão axial efetiva é a diferença entre a pressão axial total e a pressão neutra; e a pressão confinante efetiva é igualmente a diferença entre a pressão de câmara e a pressão neutra; ambas também apresentadas em nossa Tabela 3.3.

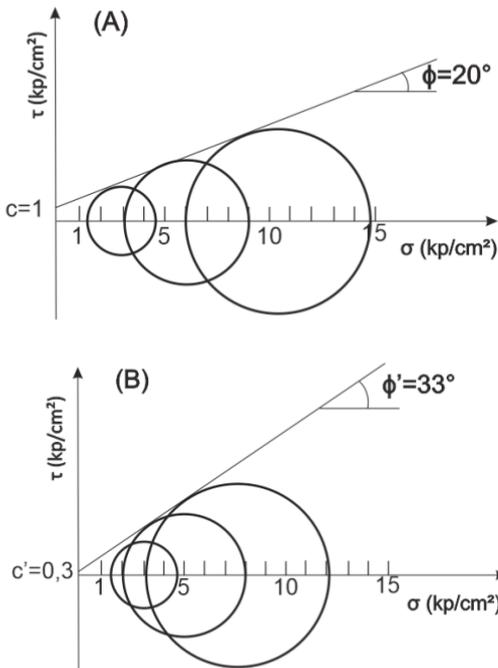
Tabela 3.3 | Parâmetros obtido em ensaios triaxiais

Ensaio	Umidade Final (%)	Pressão de Câmara σ_3 (kg/cm ²)	Pressão de Câmara σ_1 (kg/cm ²)	Pressão Neutra de Ruptura (kg/cm ²)	Diferença entre as Pressões Principais ($\sigma_1 - \sigma_3$)	Pressão Axial Efetiva $\bar{\sigma}_3$ (kg/cm ²)	Pressão Confinante Efetiva $\bar{\sigma}_1$ (kg/cm ²)
1	27,0	1,30	4,69	-0,19	3,39	1,49	4,88
2	26,3	3,00	9,07	0,96	6,07	2,04	8,11
3	25,9	6,00	14,90	2,80	8,90	3,20	12,10

Fonte: elaborado pelo autor.

Os parâmetros de pressão total e pressão efetiva são obtidos em um gráfico de Mohr por meio dos círculos correspondentes as pressões totais. Na Figura 3.38 (a) apresentamos os Círculos de Mohr cujos pares de pontos são (1,30; 4,69), (3,00; 9,07); (6,00; 14,90) em termos de pressões totais. Na Figura 3.38 (b) temos os Círculos de Mohr cujos pares de pontos são (1,49; 4,88), (2,04; 8,11); (3,20; 12,10) em termos de pressão efetiva, onde identificamos os parâmetros de coesão e ângulo de atrito para ambas as condições.

Figura 3.37 | Parâmetros de resistência dos solos



Fonte: elaborado pelo autor.

Testando a resistência do solo

Descrição da situação-problema

Uma empresa especialista em contenções de encostas, necessita construir sob uma encosta natural uma estação de monitoramento de tráfego para a rodovia que será construída. Devido as condições do solo preocupantes de estabilidade do solo siltoso quando saturado, são executados ensaios de cisalhamento direto e triaxiais. A resistência ao cisalhamento do silte pode ser expressa em termos de pressões totais a partir da expressão: $\bar{s} = 0,5 + \sigma \text{tg}10^\circ (\text{kgf} / \text{cm}^2)$ e em termos de pressões efetivas é $s = \sigma \text{tg}30^\circ$. A amostra rompeu quando a diferença entre as pressões axial e da câmara triaxial era igual a $2,20 \text{ kgf/cm}^2$. A equipe técnica solicita a você, como engenheiro responsável, determinar a pressão neutra na ruptura, de forma a subsidiar os parâmetros de projeto necessário.

Resolução da situação-problema

Para determinarmos a pressão neutra de ruptura devemos

relembrar que do Círculo de Mohr temos: $s = \left(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \right) \cos \phi$.

Substituindo os valores temos que: $s = \left(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \right) \cos 10^\circ$, assim:

$\left(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \right) \cos 10^\circ = 0,5 + \sigma \text{tg}10^\circ$ onde $\sigma = 3,31 \text{ kg} / \text{cm}^2$; e

$\left(\frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \right) \cos 30^\circ = \bar{\sigma} \text{tg}30^\circ$ onde $\bar{\sigma} = 1,65 \text{ kg} / \text{cm}^2$. A pressão

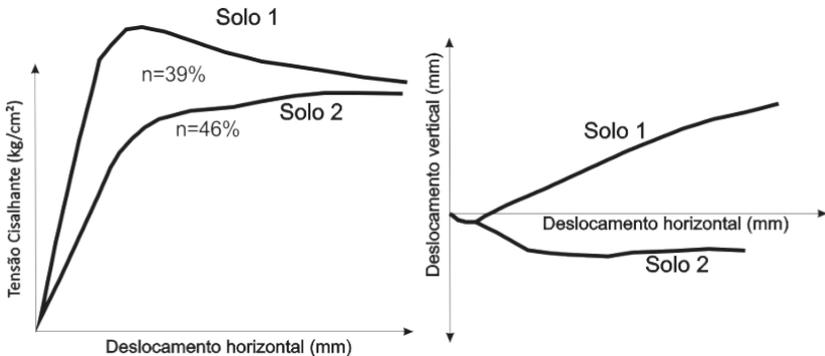
neutra será a diferença entre as pressões normais total e efetiva:
 $u = \sigma - \bar{\sigma} = 3,31 - 1,65 = 1,66 \text{ kg} / \text{cm}^2$.

Faça valer a pena

1. Na Figura 3.38 são apresentados dois gráficos de resultados de ensaios de cisalhamento direto em uma mesma areia. As curvas indicam as variações da diferença da tensão de cisalhamento pela deformação horizontal e desta última com a deformação vertical. Com base no contexto, analise as seguintes sentenças:

- I- O solo 2 é mais compacto que o solo 1 e tende a se expandir.
- II- O solo 2 tende a sofrer compressão se comparado com o solo 1.
- III- Em um gráfico de Mohr o solo 1 apresentaria um ângulo de atrito maior que do solo 2.
- IV- Em um gráfico de Mohr o solo 2 apresentaria um ângulo de atrito maior que do solo 1.

Figura 3.38 | Ensaio de cisalhamento em areia



Fonte: elaborado pelo autor.

Agora, assinale a alternativa correta:

- a) Apenas as afirmativas I e III estão corretas.
- b) Apenas as afirmativas I e IV estão corretas.
- c) Apenas as afirmativas II e III estão corretas.
- d) Apenas as afirmativas I, II e IV estão corretas.
- e) Apenas as afirmativas II, III e IV estão corretas.

2. Um corpo de prova cilíndrico de areia seca está sob uma pressão axial de 5 kgf/cm^2 e uma pressão lateral (confinante) de 3 kgf/cm^2 , em um ensaio triaxial. O par de tensões (normal; cisalhante) nos planos principal maior, menor, de máximo cisalhamento e máxima ruptura, são respectivamente, em kg/cm^2 :

Assinale a alternativa correta:

- a) (5;0); (3;0); (4;1); (3,8;0,97).
- b) (3;0); (3;0); (4;0); (3,8;0,97).
- c) (4;0); (3;0); (3,8;0,97); (3;0).
- d) (5;0); (4;0); (4;0); (3,8;0,97).
- e) (3,8;0,97); (3;0); (4;0); (5;0).

3. O ensaio triaxial drenado é muito utilizado para medir a resistência das areias, considerando que estes solos possuem valores elevados de permeabilidade, garantindo uma drenagem rápida em solicitações usuais de campo. No caso de ensaios triaxiais em argilas, podem ser estabelecidos alguns princípios que regem o comportamento desses solos. Com base no contexto apresentado, considere as asserções abaixo e a relação proposta entre elas.

I- A envoltória de resistência ao cisalhamento de uma argila, quando expressa em termos de pressões efetivas apresenta maiores valores de coesão e menores valores de ângulo de atrito.

PORQUE

II- Quando comparadas areias com argilas, vemos que a coesão da areia é menor e o ângulo de atrito muito superior da argila, tendo em vista que as areias são compostas quase que essencialmente por quartzo.

Enunciado:

A respeito dessas asserções, assinale a alternativa correta:

- a) as asserções I e II são proposições verdadeiras, e a II é uma justificativa da I.
- b) as asserções I e II são proposições verdadeiras, mas a II não é uma justificativa da I.
- c) a asserção I é uma proposição verdadeira, e a II é uma proposição falsa.
- d) a asserção I é uma proposição falsa, e a II é uma proposição verdadeira.
- e) as asserções I e II são proposições falsas.

Referências

- BERNAL, D. **Ensaio de Cisalhamento Parte I**. 2013. Disponível em: <<https://bit.ly/2PsTINW>>. Acesso em: 14 jun. 2018.
- . **Ensaio de Cisalhamento Parte III**. 2013. Disponível em: <<https://bit.ly/2MFt4gE>>. Acesso em: 14 jun. 2018.
- CLUCASA99. **Ensaio de Solo (4/8)**. 2009. Disponível em: <<https://bit.ly/2Lf6Tcm>>. Acesso em: 14 jun. 2018.
- CAPUTO, P. H. CAPUTO, A. N., RODRIGUES, M. de A. R. **Mecânica dos solos e suas aplicações**. 7.ed. Rio de Janeiro: LTC, 2015, v. 1.
- CRAIG, R. F; KNAPPETT, J. A. **Craig Mecânica dos Solos**. 8.ed. Rio de Janeiro: LTC, 2014.
- DAS, B; SOBHAN K. **Fundamentos de Engenharia Geotécnica**. São Paulo: Cengage Learning Learning, 2014.
- ORTIGÃO, J. A. R. **Introdução À Mecânica Dos Solos Dos Estados Críticos**. 3. ed. Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro: Terratek, 2007.
- PINTO, C. S. **Curso Básico de Mecânica dos Solos em 16 Aulas**. São Paulo: Oficina de Textos, 2006.
- SALAS, A. J.; ALPAÑEZ, J. L. J. **Geotecnia Y Cimientos**. Madrid: Rueda, 1975, v.1.
- WESLEY, L. D. **Fundamentals of Soil Mechanics for Sedimentary and Residual Rocks**. New Jersey: Wiley, 2010.

Obras de terra

Convite ao estudo

Caro aluno, neste momento foram apresentados conceitos importantes sobre o estado de tensão, de formação, bem como parâmetros de resistência – o que será fundamental para que nesta nossa última unidade possamos aplicar o conhecimento adquirido na elucidação de problemas de engenharia existentes. Neste sentido, existem muitos problemas relacionados à ruptura dos solos, ou seja, que envolvem o equilíbrio das forças atuantes sobre um maciço terroso, levando em conta seu peso próprio, bem como forças de inércia, que podem ser deflagradas por movimentos sísmicos ou vibratórios, gerando forças ou tensões limitadas pela resistência intrínsecas do maciço. Assim, considerando este contexto, podemos mencionar problemas relacionados à estabilidade de taludes, estruturas de arrimo, escavações em superfície e subterrâneas. Portanto, ao final desta unidade, você será capaz de aplicar o conhecimento sobre o comportamento de maciços de solo, que podemos esperar em obras de engenharia, ao longo de sua vida profissional a partir de situações reais apresentadas. Neste contexto, considere a seguinte situação: uma grande empresa projetista necessita executar grandes obras de infraestrutura um centro urbano densamente povoado. Devido a este fato, as intervenções devem ser mínimas o suficiente para que, além de não atrapalhar a rotina da cidade, não provoque problemas socioeconômicos, como desapropriações, em função de possível influência em construções de diversas magnitudes existentes nas áreas em torno. Dentre os principais problemas de engenharia estão a previsão da estabilidade de encostas, problemas relacionados a empuxos em maciços de solo, além da escavação. Como consultor contratado por esta empresa é

fundamental que você seja preciso na solução de problemas de engenharia que venham a surgir, como movimentos de terra e ruptura de taludes, causados pela mudança do estado de tensão do maciço, ou mesmo atividade antrópica devido a ocupações irregulares.

Assim, em nossa primeira seção, veremos os conceitos relacionados à estabilidade de taludes, movimentos de massa, agentes deflagradores, além dos métodos que são usados na avaliação da estabilidade. Já em nossa segunda seção estudaremos o fenômeno do empuxo, muito comum em maciços de solo. Aprenderemos como determinar os coeficientes de empuxo e as formas mais utilizadas na determinação deste efeito em maciços. Por fim em nossa última seção, encerraremos conhecendo as principais obras de terra estudadas na prática da Mecânica dos Solos e, neste sentido, será muito importante ter todo o conteúdo bem fixado para melhor entendimento da prática da engenharia geotécnica. Ao final, você estará com total capacidade de elaborar um raciocínio crítico sobre problemas que você futuramente encontrará em sua carreira profissional.

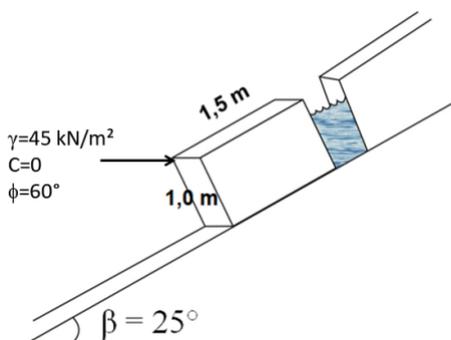
Seção 4.1

Estabilidade de Taludes

Diálogo aberto

Olá, aluno! Nesta nossa primeira seção aprenderemos sobre o que é um talude e os problemas de engenharia desencadeados, e como podemos prever ou retroanalisar (quando o movimento já ocorreu) os seus efeitos. A análise da estabilidade das massas de solo deve considerar qual a inclinação que um talude pode atingir considerando condições geológico-geotécnicas particulares. Além disso, deve-se considerar o papel das pressões neutras oriundas da submersão, infiltração e percolação da água, adensamento e cisalhamento, na avaliação das suas condições de equilíbrio. Nesse contexto, a empresa projetista solicita como seu primeiro trabalho de consultoria que acompanhe uma inspeção de campo em uma encosta em solo residual de 25° de inclinação. Após a inspeção, foi constatado a instabilidade de uma massa composta por rocha alterada e solo residual sob a encosta, cujos dados são apresentados na Figura 4.1.

Figura 4.1 | Encosta em solo residual



Fonte: elaborada pelo autor.

Nesse sentido, a empresa pede que você faça uma avaliação expedita das condições de estabilidade do bloco nos seguintes cenários: (I) Sem a presença de água e (II) Com saturação na trinca

entre o bloco e o maciço. Utilize-se dos conceitos de análise de taludes estudados, considerando as características particulares de cada situação (com e sem água) no maciço, e como elas interferem na interpretação da situação encontrada. Vamos a mais este desafio?

Não pode faltar

Caro, aluno! Em nossa Unidade 3 estudamos os parâmetros de resistência do solo, e agora, nesta primeira seção da Unidade 4, vamos nos concentrar em um fenômeno muito comum, seja em centros urbanos, seja em locais onde serão implantados projetos: a estabilidade das encostas. Por que devemos estudá-las? A estabilidade das encostas é um processo constantemente atuante na evolução do relevo, e essa deve ser a preocupação de distintos profissionais, como engenheiros e geólogos, tendo em vista representar um problema do ponto de vista econômico, social e de risco geológico. Assim, podemos utilizar a terminologia talude para qualquer superfície inclinada do terreno, que separa dois planos com diferentes energias potenciais de uma escavação, de um aterro ou uma escarpa natural. Um talude pode ser constituído por um maciço de solo, rocha, gelo e lixo, por exemplo.



Assimile

Um talude natural (Figura 4.2a) é formado pela ação de agentes da natureza, por exemplo, agentes geológicos, atmosféricos e hidrosféricos. Taludes escavados ou de corte (Figura 4.2b) são aqueles produzidos pela ação do homem, como os aterros. Já os taludes artificiais são construídos a partir de materiais origens diferentes (rejeitos industriais, urbanos ou de mineração). O termo encosta tem conotação mais regional (Serra do Mar).

Figura 4.2 | Talude natural (a); escavado (b)



Fonte: (a) <https://commons.wikimedia.org/wiki/Landslide#/media/File:Mission_peak1.jpg>; (b) <https://upload.wikimedia.org/wikipedia/commons/0/0e/Shoring_up_the_eastern_cut-slope_of_the_A77_road_-_geograph.org.uk_-_932358.jpg>. Acesso em: 27 junho 2018

O entendimento dos fenômenos que afetam a estabilidade dos taludes é de suma importância. Na cidade do Rio de Janeiro (RJ), os gastos com obras de contenção de encostas, entre o período de 1988 a 1991 chegou a 7,1 milhões de dólares, com base em dados da Geo-Rio (2000). Assim, existem três grandes áreas de aplicação quanto ao entendimento de problemas de instabilidade: a construção e recuperação de grandes obras civis (rodovias, ferrovias e barragens, por exemplo), mineração e ocupação urbana em encostas. Devido a essas atividades, os taludes são sujeitos a movimentos de massa. Eles são mecanismos de transporte de material (solos, rochas e/ou sedimentos), induzidos pela força da gravidade e pela ação combinada ou isolada de fatores naturais e ações antrópicas. Dentre os principais movimentos de massa que existem pode ser mencionado o rastejo (Figura 4.3a *creep*), escorregamento (Figura 4.3b *slide*), quedas (Figura 4.3c *falls*), tombamento (Figura 4.3d *toppling*) e corrida (Figura 4.3e *flow*).

Figura 4.3 | (a) Movimento por rastejo; (b) Por escorregamento; (c) Por quedas; (d) Tombamento; (e) Por corrida



Fonte: (a) <https://commons.wikimedia.org/wiki/File:Hillside_moving_over_a_sidewalk.jpg>; (b) <https://commons.wikimedia.org/wiki/File:Permafrost_soil-flow_hg.jpg>; (c) <<https://commons.wikimedia.org/wiki/File:Block-glide.jpg>>; (d) <[https://commons.wikimedia.org/wiki/File:Rock_blocks_OR_138E_\(33818245265\).jpg](https://commons.wikimedia.org/wiki/File:Rock_blocks_OR_138E_(33818245265).jpg)>; (e) <https://commons.wikimedia.org/wiki/Basalt#/media/File:Columnar_basalt_at_Sheepsteater_Cliff_in_Yellowstone-closeup-750px.jpg>. Acesso em: 27 jun. 2018.

Vamos definir cada um desses movimentos. O rastejo é um movimento descendente, lento e contínuo da massa de solo em um talude. Deformação de caráter plástico onde a geometria e superfície de ruptura não são bem definidas, podendo evoluir para

escorregamentos, sendo identificados através de indícios indiretos em superfície, como trincas no solo e inclinação da vegetação. O escorregamento é um movimento rápido de solos e/ou rochas, geralmente bem definido quanto ao volume envolvido, que se desloca para baixo e para fora do talude, cuja ruptura ocorre por cisalhamento, onde diferentes tipos de escorregamento são identificados segundo sua geometria, além do material envolvido. A queda é um movimento de massa em que o bloco ou uma série de blocos desconexos do maciço rochoso caem ao longo de um declive através de queda livre, saltação ou rolamento envolvendo volume e litologia variados, sendo movimento de alta velocidade decorrente da ação da gravidade, com baixas deformações. A queda é o movimento de massa menos estudado estando relacionado com a compartimentação estrutural do maciço rochoso, podendo trazer sério risco às rodovias, áreas residenciais e construções situadas em regiões montanhosas. Dentre os movimentos de massa o tombamento é mais frequente em taludes escavados em rochas sedimentares estratificadas ou metamórficas foliadas (Figura 4.4).

Figura 4.4 | Talude em xisto



Fonte: <https://commons.wikimedia.org/wiki/File:Pli_Galibier_Alpes.jpg>. Acesso em: 7 jul. 2018.

Em massas de solo que sejam delimitadas por discontinuidades, há a formação de uma superfície preferencial de ruptura. Devido ao peso-próprio e do baixo atrito entre as camadas delimitadas por essa superfície, pode ocorrer um movimento, cuja porção superior desliza sobre a porção inferior, promovendo o tombamento. Quando os movimentos de massa são de grandes dimensões (grande

volume de massa mobilizada), cuja velocidade de escoamento é rápida, podem ser chamadas corridas. Esses movimentos possuem grande raio de alcance e enorme potencial destrutivo. O material mobilizado pode ser solo com elevado teor de umidade, solo com menor teor de umidade juntamente a outros materiais e, materiais grosseiros incluindo fragmentos de rocha variados, sendo chamadas de corrida de lama, de terra e de detritos, respectivamente.



Assimile

A partir desta grande diversificação de tipos de movimentos, eles podem ser classificados baseados em características do processo, como a velocidade, direção, recorrência, natureza do material instabilizado e geometria das massas movimentadas. A classificação mais utilizada é a de Varnes (1958), sendo muito importante já que possibilitam associar cada tipo a um conjunto de características (profundidade, raio de alcance e potencial destrutivo, por exemplo), e ajudam na orientação e proposição das medidas a serem tomadas.

Os movimentos de massa são deflagrados por agentes predisponentes, que são um conjunto de características naturais do terreno onde o movimento de massa irá ocorrer e, agentes efetivos, que são responsáveis pelo desencadeamento das instabilizações do talude ou da encosta, incluindo a ação antrópica. Eles podem ser subdivididos de acordo com o tempo de atuação no período que antecede a ocorrência da ruptura (agentes preparatórios e imediatos), em que a causa representa o modo de atuação de certo agente na instabilização de um talude ou encosta. Dentre os principais condicionantes dos movimentos de massa podemos mencionar: as características climáticas (a temperatura e sua variação ao longo das estações do ano, congelamento e descongelamento e regime pluviométrico), as características e distribuição dos materiais que compõem o substrato do talude (solo e/ou rocha e estruturas geológicas), características geomorfológicas (inclinação, amplitude e forma dos perfis das encostas), o regime de águas de superfície e subsuperfície e as características do uso e ocupação do solo (cobertura vegetal e formas de intervenção antrópica nas encostas como cortes e aterros).



Os maciços se comportam de forma distinta aos agentes deflagradores. Em maciços de solo os parâmetros de resistência, como vimos na Unidade 3, variam bastante e, desta forma, a estabilidade depende da gênese e das características do solo, além da coesão aparente em solos arenosos, associada a capilaridade e com papel importante nos escorregamentos. Se considerarmos taludes em rocha, será que eles são mais estáveis que os maciços de solo, suportando geometrias mais acentuadas em função dos parâmetros de resistência e independente dos agentes condicionantes?

A água subsuperficial é uma das principais responsáveis pela deflagração de movimentos de massa, devido à redução da resistência dos terrenos, sendo muito importante o estudo da rede de fluxo no local. Ela atua na instabilidade do maciço reduzindo a coesão aparente, ao ocorrer a elevação do nível de água, já que aumentam as poropressões e redução das tensões efetivas, bem como a elevação da coluna d'água nas discontinuidades havendo diminuição das tensões efetivas e aumento da pressão nas paredes das discontinuidades. Encostas permanecem estáveis devido ao efeito da coesão aparente e se instabilizam nas épocas de chuvas que levam à saturação do solo. Taludes ou encostas marginais de reservatórios estão sujeitos a variações bruscas do nível de água em materiais permeáveis, já que a elevação do nível d'água promove a saturação rápida e, conseqüentemente, pode deflagrar rupturas. A chuva atua como principal agente não-antrópico na deflagração de escorregamentos no Brasil, você sabia? Ela influencia no regime das águas de subsuperfície e de superfície, por isso os escorregamentos em rocha tendem a ser mais suscetíveis à chuvas concentradas e em maciços de solo, os escorregamentos dependem também dos índices pluviométricos acumulados nos dias anteriores. A cobertura vegetal apresenta efeitos favoráveis aos maciços, tendo em vista que interceptam as águas provenientes das chuvas (as copas das árvores impedem, em parte, o impacto direto da chuva na superfície do terreno), além de aumentar a resistência no solo devido a presença das raízes (reforço mecânico). Entretanto, a vegetação também pode ser desfavorável à estabilidade do solo, como a sobrecarga vertical

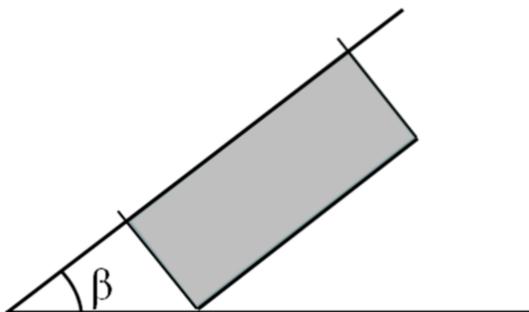
devido ao peso das árvores. Um efeito muito comum é chamado de alavanca, quando a força cisalhante dos troncos é transferida para as raízes quando as copas são atingidas por ventos. Além deste, existe o efeito cunha, onde as raízes, devido à pressão, no maciço penetram nas fendas aumentando-as. A ação antrópica acelera e amplia os processos de instabilização em que o homem, por meio da redução da cobertura vegetal, do vazamento na rede de abastecimento e esgoto, da execução de cortes com geometria inadequada (alteração do estado de tensões), do lançamento de entulho e lixo nas encostas, vibrações produzidas por tráfego intenso, além da execução deficiente de aterros (compactação, geometria e fundação), pode deflagrar movimentos de massa.

Para avaliarmos se um talude irá ou não sofrer problemas de estabilidade podemos utilizar métodos de análise de estabilidade. Esses métodos representam um conjunto de procedimentos visando a determinação de um índice que permita quantificar o quão próximo da ruptura um determinado talude ou encosta se encontra. Eles podem ser divididos em três grupos: os métodos analíticos, que são baseados no equilíbrio-limite e em modelos matemáticos relacionados à tensão e deformação, os métodos experimentais (modelos físicos de diferentes escalas) e métodos observacionais, baseados na experiência acumulada com a análise de rupturas anteriores (retroanálise, opinião de especialistas). O método do equilíbrio-limite considera as rupturas por cisalhamento, ao longo de planos definidos, em que é possível a aplicação de um critério de ruptura, cujos parâmetros de resistência podem ser obtidos através de ensaios de cisalhamento direto nos solos ou em descontinuidades (fraturas) do maciço. Vimos em nossa Unidade 3 sobre o critério de ruptura de Mohr-Coulomb. Agora podemos verificar a possibilidade de uma massa de solo romper ou não utilizando o Fator de Segurança (FS). Ele é representado pela razão entre os esforços resistentes (ER) e pelos esforços instabilizadores

(EI), pela expressão: $FS = \frac{ER}{EI}$. Vamos inicialmente considerar um

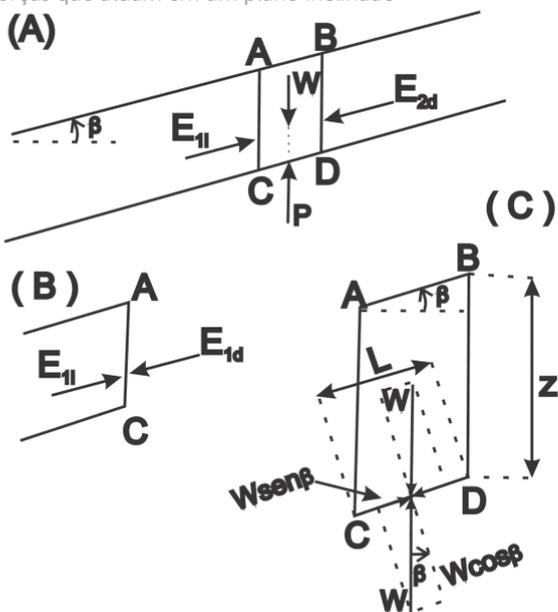
material granular seco em uma caixa de forma apoiada em uma superfície inclinada com uma horizontal, formando um ângulo β_{lim} , conforme Figura 4.5.

Figura 4.5 | Analogia de plano inclinado em maciço e forças em um talude infinito



Fonte: elaborada pelo autor.

Figura 4.6 | Forças que atuam em um plano inclinado



Fonte: elaborada pelo autor.

Se aumentarmos esse ângulo os grãos começarão a se deslocar e deslizar, e se reduzirmos esse ângulo eles irão cessar o movimento. Este ângulo coincide aproximadamente com o ângulo de atrito interno dos materiais, com ou sem saturação. Os deslizamentos paralelos ao talude são relativamente superficiais e podemos supor que a inclinação é infinita em relação à espessura que nos interessa. Agora vamos ver como podemos determinar os esforços que atuam nesse elemento com base

nesse contexto. Na Figura 4.6 são apresentadas as forças que atuam sobre o elemento retirado do plano inclinado denominado pelas letras ABCD. Seja C-D (Figura 4.6a) uma linha paralela à superfície do talude, e A-C e B-D retas verticais. Na Figura 4.6b são representadas as forças que atuam de um lado e de outro da reta A-C, denominadas E_{1i} e E_{1d} que são iguais e contrárias. Por tratar-se de uma inclinação infinita E_{1i} e E_{1d} devem ser iguais, paralelas e com pontos de aplicação situados na mesma profundidade, de sentido contrário. Assim, os pesos W e P devem ser iguais, paralelas e de sentido contrário e considerando que temos um plano inclinado infinito P passando pelo centro do segmento C-D, W e P são iguais, contrárias e com a mesma linha de ação (Figura 4.6c). Desta forma, E_{1i} e E_{1d} devem ser também iguais, contrárias e com a mesma linha de ação a qual implica em que essas forças sejam paralelas ao talude. Suponhamos agora que C-D localizado na superfície de deslizamento, que existe uma pressão intersticial, u , nesta superfície e que a coesão é nula. O coeficiente de segurança (FS) pode

ser expresso pela expressão:
$$FS = \frac{ER}{EI} = \frac{\sigma' \operatorname{tg} \phi'}{EI} = \frac{(\sigma - u) \operatorname{tg} \phi'}{EI}$$

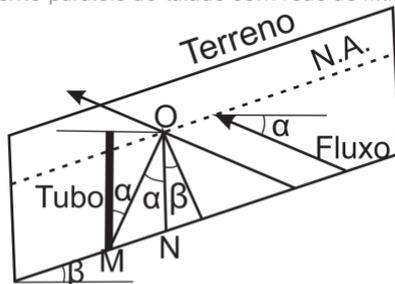
Substituindo as componentes nessa fórmula e fazendo um algebrismo,

considerando que $u = 0$ podemos resumir o Fator de Segurança em

$FS = \frac{\operatorname{tg} \phi'}{\operatorname{tg} \beta}$. Suponhamos agora que existe uma rede de filtração, ou

seja, um caminho que favorece a percolação e fluxo de água no solo, cujas linhas tracejadas formam um ângulo α com a horizontal, onde é apresentado um tubo piezométrico instalado no maciço de solo, representados na Figura 4.7

Figura 4.7 | Deslizamento paralelo ao talude com rede de filtração



Fonte: elaborada pelo autor.

Seja $O-M$ a linha equipotencial que passa pelo centro da base do elemento temos a relação

$$OM \cos \alpha = \frac{u}{\gamma_w} = \frac{ON}{\cos(\beta - \alpha)} \cos \alpha = \frac{z \cos \alpha \cos \beta}{\cos(\beta - \alpha)}$$

trata de um talude com infiltração temos que $\alpha = \beta$. Para este

caso temos que $FS = \left(1 - \frac{\gamma_w}{\gamma}\right) \frac{tg \phi'}{tg \beta}$ e considerando que

$$\gamma = 2\gamma_w, \text{ a expressão de } FS \text{ torna-se } FS = \frac{1}{2} \frac{tg \phi'}{tg \beta}$$

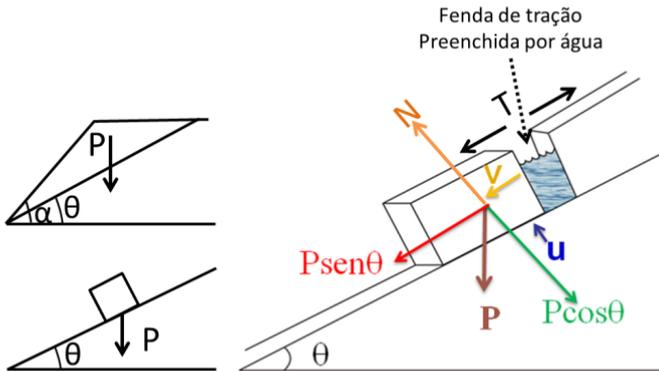
explica a baixa inclinação de taludes naturais estáveis em argilas sobre adensadas plásticas em climas não áridos. Agora, se a rede atual paralela ao talude se encontra a uma altura z_w sobre a superfície

de deslizamento teremos que $FS = \left(1 - \frac{z_w \gamma_w}{z \gamma} \frac{tg \phi'}{tg \beta}\right)$. Esta

fórmula demonstra a eficácia da redução de z_w para a estabilidade.

Deslizamentos em taludes inclinados em terrenos homogêneos e isotrópicos são produzidos às vezes por meio de superfícies planas. Este método foi criado por Culmann, que permite ser aplicado também em deslizamentos em rochas estratificadas. Considerando que há coesão, o plano mais desfavorável passará pelo pé do talude, onde é suposta uma fenda de tração de profundidade conhecida, conforme podemos notar na Figura 4.8. Assim, na Figura 4.8 uma massa de solo com uma superfície de deslizamento inclinada pode ser análoga a um bloco localizado sob um plano inclinado onde atua uma força P . Desta forma, podemos decompor todas as forças atuantes no bloco que, ao deslizar gera uma fenda de tração, a partir da força T (tração). Devido à abertura da fenda pode acumular água; portanto, temos que P é o peso do bloco, N é a força normal, ϕ é o ângulo de atrito no plano de ruptura, θ é o ângulo de inclinação do talude, v e u correspondem a pressão de água, na fenda de tração e subpressão, respectivamente, T é a força de tração e A é a área da base do bloco.

Figura 4.8 | Deslizamento em um plano de um talude finito



Fonte: elaborado pelo autor.

Com base na Figura 4.8 podemos chegar às conclusões apresentadas no Quadro 4.1.

Quadro 4.1 | Condições do Fator de Segurança

Fator de Segurança	Condição do Talude
$FS < 1$	Talude instável. Nessas condições ocorrerá a ruptura do talude.
$FS = 1$	Equilíbrio-limite. Condição limite de estabilidade associada à iminência de ruptura.
$FS > 1$	Condição estável. Quanto mais próxima de 1 for o FS , mais frágil será a condição de estabilidade do talude. Quanto maior o FS , menores serão as possibilidades do talude sofrer ruptura. Em casos de áreas muito povoadas, a GeoRio recomenda a adoção de $FS = 1,5$ para projetos de taludes.

Fonte: elaborado pelo autor.

Assim, considerando a condição do Equilíbrio-Limite ($FS = 1$) podemos ter duas situações, como apresentado na Figura 4.9. Na condição I consideramos um solo não coesivo (por exemplo, areias) e na condição II consideramos um solo coesivo (no caso de argilas, por exemplo). Desta forma, podemos com base na Figura 4.8, decompor as forças em termos dos esforços resistentes e esforços instabilizadores, lembrando que o peso específico (γ) é definido pela

expressão: $\gamma = \frac{P}{V}$, em kN/m^3 , onde P representa o peso do bloco e V o volume do bloco.

Figura 4.9 | Condições de para determinação de FS

<p>• Condição I) $c = 0; \phi \neq 0$</p> <p>Esforços resistentes: $P \cdot \cos\theta \cdot \text{tg } \phi$ Esforços instabilizadores: $P \cdot \text{sen}\theta$ Como FS=1: $P \cdot \text{sen}\theta = P \cdot \cos\theta \cdot \text{tg } \phi$ $\text{tg}\theta = \text{tg } \phi$ Logo: $\theta = \phi$</p>	<p>• Condição II) $c \neq 0; \phi \neq 0$</p> <p>Esforços resistentes: $c \cdot \text{Área } (A) + P \cdot \cos\theta \cdot \text{tg } \phi$ Esforços instabilizadores: $P \cdot \text{sen}\theta$ Como FS=1: $P \cdot \text{sen}\theta = c \cdot A + P \cdot \cos\theta \cdot \text{tg } \phi$ Logo: $P \cdot \text{sen}\theta = c \cdot A + P \cdot \cos\theta \cdot \text{tg } \phi$</p>
---	--

Fonte: elaborada pelo autor.

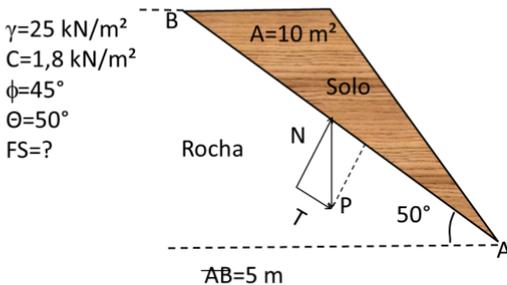
Com base na Figura 4.6, podemos, a partir das duas condições apresentadas, definir a expressão genérica para determinarmos FS a

partir da expressão:
$$FS = \frac{cA + (P \cos\theta - u) \text{tg } \phi}{P \text{sen}\theta + v}$$

Exemplificando

Vamos considerar a seguinte situação. Um corte foi feito para a construção de moradias. Entretanto, foi identificado que há no local uma família de descontinuidades paralelas à face do talude. Com isso, uma análise de estabilidade precisa ser feita para saber se haverá a ruptura da camada de solo residual, que está representado esquematicamente na Figura 4.10. O peso específico do solo é de 25 kN/m³. A coesão é de 1,8 kN/m² e o ângulo de atrito é de 45°. Sabendo de todos esses valores, diga se o bloco é estável ou não.

Figura 4.10 | Talude em solo



Fonte: Elaborada pelo autor.

A partir dos dados fornecidos vamos determinar as forças atuantes. O valor de P é determinado multiplicando o peso específico pelas dimensões

da massa de solo, ou seja, $P = \gamma \times v = 25 \times 10 \times 1 = 250 \text{ kN}$. A força Normal $N = P \cdot \cos \theta = 250 \times \cos 50^\circ = 160,7 \text{ kN}$. Já a força T será $T = P \cdot \sin \theta = 250 \times \sin 50^\circ = 191,5 \text{ kN}$. Substituindo na fórmula e considerando que não existe água no talude temos que:

$$FS = \frac{c \cdot \overline{AB} + N \cdot \text{tg } \phi}{T} = \frac{1,8 \times 5 + 160,7 \times \text{tg} 45^\circ}{191,5} = 0,89$$

Como o valor de FS é 0,89 o talude é considerado instável, já que $FS < 1$.



Pesquise mais

Que tal aprendermos um pouco mais sobre a estabilidade de taludes em encostas? Na Biblioteca Virtual você poderá consultar o capítulo 4 do livro *Estabilidade de taludes*, que trata das análises que podemos realizar. Nos links abaixo, são também apresentados: um modelo reduzido que apresenta sobre a susceptibilidade das encostas a agentes deflagradores do movimento, além de uma matéria sobre o trágico evento que ocorreu na região serrana do Rio de Janeiro (RJ). Acesse o link abaixo:

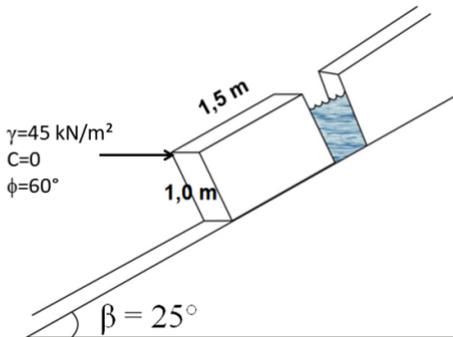
- GERSCOVICH, D. **Estabilidade de Taludes**. Oficina de Textos, 192 p., 2016. Disponível em: <<https://goo.gl/UfBA8j>>. Acesso em: 19. jul. 2018.
- Vídeo educativo sobre deslizamentos de terra. Poli (UFRJ). Disponível em: <<https://www.youtube.com/watch?v=K9i3JyXocgl>>. Acesso em: 21 jun. 2018.
- Programa Fantástico (16/01/2011) simula em laboratório deslizamento de terra como o da Região Serrana do Rio de Janeiro. Disponível em: <<https://www.youtube.com/watch?v=JB3pGNpl1Kk>>. Acesso em: 21 jun. 2018.

Sem medo de errar

Como vimos, a empresa contratou você para fazer uma avaliação em uma encosta sob duas condições: em um bloco composto por

rocha/solo que se encontra instável, ou seja, sem água (Condição I) e com uma trinca existente entre o maciço e o bloco saturada (Condição II). Vamos primeiramente esboçar a situação apresentada na Figura 4.1.

Figura 4.1 | Encosta em solo residual



Fonte: elaborada pelo autor.

Assim, vamos inicialmente determinar o valor de FS para a condição sem água (Condição I).

Para esta situação utilizamos a expressão

$$FS = \frac{tg \phi'}{tg \beta}$$

Substituindo na fórmula os valores informados, temos

$$\text{que: } FS = \frac{tg \phi'}{tg \beta} = \frac{tg 60^\circ}{tg 25^\circ} = 3,7$$

Agora, ao considerarmos a trinca existente entre o bloco e o maciço preenchida por água (saturada), utilizamos o Método de Culmann na determinação dos fatores de segurança por meio da

$$\text{expressão: } FS = \frac{cA + (P \cos \theta - u) tg \phi}{P \sin \theta + v}$$

Decompondo as forças

atuantes precisamos determinar os valores de u, v e P. Para essas forças atuantes temos que:

$$P = 1,5 \times 1,0 \times 45 = 67,5 \text{ kN} / m$$

$$u = \frac{10 \times 1,0 \times \cos^2 25^\circ \times 1,5}{2} = 6,16 \text{ kN} / m$$

$$v = \frac{10 \times 1,0 \times \cos^2 25^\circ \times 1}{2} = 4,1 \text{ kN / m}$$

Substituindo os as forças atuantes e valores na expressão de Culmann e sabendo que $c' = 0$, temos que:

$$FS = \frac{cA + (P \cos \theta - u) \operatorname{tg} \phi}{P \operatorname{sen} \theta + v} = \frac{[(67,5 \times 0,906) - 6,16] \times 1,73}{(67,5 \times 0,42) + 4,1} \therefore FS = 2,93.$$

Note que a presença de água na trinca piorou as condições de estabilidade do maciço.

Avançando na prática

Determinando os parâmetros de projeto

Descrição da situação-problema

Durante um período de chuvas intensas, um solo coluvionar, cuja espessura corresponde a 2 m, estava disposto sobre uma rocha com grau de fraturamento médio. A massa de solo inicialmente não estava saturada e, durante o deslizamento, atingiu um local densamente urbanizado. Assim como este, outros taludes na região apresentam declividades médias de 30° e, após vistoria técnica, foi constatado que eles estavam em situação crítica. Projetos de estabilização foram executados de forma a mitigar e minimizar possíveis áreas instáveis considerando apenas nas informações relatadas acima e o nível d'água em cota correspondente a superfície do terreno, que sofreu o deslizamento. Como engenheiro consultor você deve assumir um valor de $c' = 0$ e um FS de 1,2. Qual deveria ser o valor de ϕ' considerado nas contenções? Além disso, avalie se o FS considerado é representativo, ou seja, seguro, justificando sua resposta

Resolução da situação-problema

Conforme vimos a $c' = 0$ e o valor de FS deve ser de 1,2 para o projeto, em que para determinar o valor de ϕ' temos que $H = 2$

e $\beta = 30^\circ$. Pelo conceito do talude infinito FS depende do peso do bloco, ou seja, podemos resumir o problema a expressão

$$FS = \frac{\text{tg}\phi'}{\text{tg}\beta} = 30^\circ \therefore 1,2 \times \text{tg}30^\circ = \text{tg}\phi' \therefore \phi' = 34,7^\circ. \text{ Com base no}$$

FS de projeto (1,2), as estruturas de contenção não são seguras. Levando em consideração a localização deste talude, ou seja, em uma área densamente povoada, a perda econômica é elevada, já que os demais taludes encontram-se com inclinações semelhantes e em condições críticas. Como apresentado no Quadro 4.1 o FS mínimo a ser adotado deveria ser de 1,5 e desta forma o FS de projeto não está atendendo a necessidade da área.

Faça valer a pena

1. Os movimentos de massa possuem diversas características que permitem sua classificação. Um deles pode ser caracterizado por: possuir vários planos de deslocamento, com velocidades decrescentes com a profundidade, ocorre em movimentos constantes, sazonais ou intermitentes e de geometria indefinida.

O movimento de massa em questão a qual o contexto se refere é:

- a) Escorregamento.
- b) Corrida.
- c) Tombamento.
- d) Fluxo de detritos.
- e) Rastejo.

2. As análises de estabilidade de taludes podem considerar avaliações em termos de tensões totais e efetivas. Em particular, as encostas naturais quando analisadas sob ambos os tipos de tensões apresentam vantagens e desvantagens. Com base nesse contexto, avalie as seguintes asserções e a relação proposta entre elas.

I. As análises em termos de tensões totais em encostas naturais são consideradas mais corretas em encostas naturais.

PORQUE

II. As análises em termos de termos de tensões totais são mais rápidas e possibilitam uma avaliação do local estudado.

A respeito dessas asserções, assinale a alternativa correta:

- a) As asserções I e II são proposições verdadeiras, e a II é uma justificativa da I.
- b) As asserções I e II são proposições verdadeiras, mas a II não é uma justificativa da I.
- c) A asserção I é uma proposição verdadeira, e a II é uma proposição falsa.
- d) A asserção I é uma proposição falsa, e a II é uma proposição verdadeira.
- e) As asserções I e II são proposições falsas.

3. A resistência média ao cisalhamento de uma argila de um talude infinito é de 5 tf/m^2 , que faz um ângulo de 32° com a horizontal. Sabendo que a camada de argila com $6,5 \text{ m}$ de espessura e peso específico de $1,5 \text{ tf/m}^3$, correspondem a uma tensão cisalhante de $5,15 \text{ tf/m}^2$ podemos dizer que o coeficiente contra o escorregamento é:

Assinale a alternativa correta:

- a) 0,97.
- b) 1,31.
- c) 0,53.
- d) 0,89.
- e) 1,12.

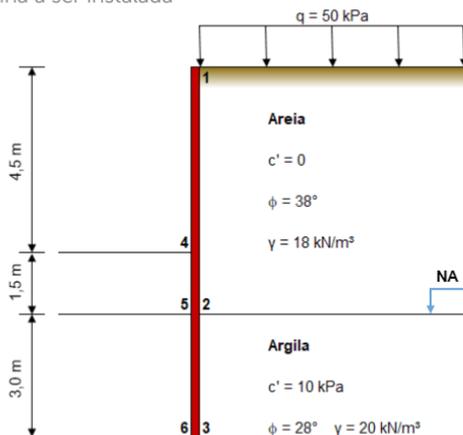
Seção 4.2

Empuxos de terra

Diálogo aberto

Olá, aluno! Em nossa seção anterior vimos sobre a avaliação da estabilidade de taludes e métodos de verificação. Nesta nossa segunda seção, aprenderemos sobre o efeito do empuxo nos maciços de terra, e como esses efeitos podem ocorrer, sob a condição ativa ou passiva, bem como a forma para determiná-los. Eles são muito importantes na avaliação de estruturas de contenção e escavações, por exemplo. Assim, se não há deslocamento da estrutura de contenção dizemos que a estrutura está em repouso. Entretanto, se ocorrer expansão e compressão do maciço, teremos, respectivamente, o empuxo ativo e o passivo. Vamos entender esses conceitos por meio de um problema prático que você encontrará em sua vida profissional. Conforme vimos, uma grande construtora necessita executar grandes obras de engenharia em um centro urbano densamente povoado, o que significa muitas obras de estabilidade de encostas, contenções e escavações. Em uma área adjacente ao talude analisado, será instalada uma antena de telefonia, e para ganhar espaço, uma cortina enterrada será construída, de forma a otimizar o espaço. Desta forma, a Figura 4.11 mostra as características dos solos, juntamente com o carregamento devido a antena.

Figura 4.11 | Cortina a ser instalada



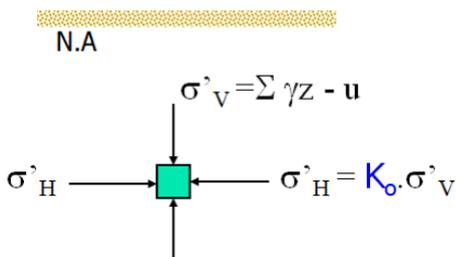
Fonte: elaborada pelo autor.

Com base nas explicações dos técnicos, é necessário que você determine a distribuição dos empuxos ativo e passivo nos pontos 1, 2, 3, 4, 5 e 6. Utilize do seu conhecimento sobre empuxo ativo e passivo, para as condições apresentadas, que considera dois solos, sendo um saturado e outro com umidade natural, em que ambos estão submetidos a um carregamento. Vamos a mais este desafio?

Não pode faltar

Olá, aluno! Nesta nossa Seção 4.2 iremos entender o efeito que os maciços de solo estão submetidos, quando sofrem empuxo e necessitam ser contidos por meio de muros de arrimo, cortinas, estacas-prancha, por exemplo. O estado de tensões do terreno natural, em geral, não é conhecido, até porque é muito difícil conhecê-lo, já que as próprias tentativas na instalação de instrumentos de medição já seriam suficientes para modificar esse estado. O estado de tensões do terreno natural variará muito de um ponto a outro, segundo as formas topográficas e tectônicas. Os dobramentos e falhas geológicas, por exemplo, deixam – em muitos casos – tensões residuais importantes. Este fenômeno é comprovado ao realizarmos aberturas em escavações e túneis que favorecem o relaxamento dessas forças. Entretanto, estudar esses problemas não são triviais e, desta forma, devemos considerar uma situação mais simplificada. Imagine um solo que foi sedimentado regularmente e hoje se encontra em uma profundidade z (Figura 4.12), em que naquele momento as tensões sobre este horizonte de solo eram nulas.

Figura 4.12 | Estado natural de tensões no terreno a uma profundidade z



Fonte: elaborada pelo autor.

Posteriormente foram depositadas sobre a camada outras camadas de solo, ocorrendo a produção de uma força compressional

vertical. No momento atual, se chamamos γ o peso específico do terreno, descontando o empuxo que é causado pela água, cujo sentido é contrário a força peso, a compressão vertical da camada situada a uma profundidade z é igual a γz . Entretanto, se supormos que a camada é praticamente indefinida, o cubo (Figura 4.12) não poderá expandir, contraindo-se com o restante da camada de solo, submetido a todo regime de compressão. O impedimento do solo se expandir será em função de uma compressão horizontal, uniforme em todas as direções do plano, recebendo o nome de empuxo no repouso K_0 . O coeficiente de empuxo lateral no repouso é definido como a razão entre as tensões efetivas horizontal (σ'_h) e vertical (σ'_v), sob condição de deformações horizontais nulas $\left(K = \frac{\sigma'_h}{\sigma'_v} \right)$. Alguns autores propõem diversas

relações para este parâmetro. Para argilas normalmente adensadas e areias é proposta a relação $K_0 = 1 - \text{sen}\phi'$, onde ϕ' é o ângulo de atrito interno do solo. No caso de argilas sobre-adensadas a relação $K_0 = (1 - \text{sen}\phi') (\text{OCR})^{\text{sen}\phi'}$, onde OCR (razão de sobre-adensamento). Assim, K_0 é tanto maior quanto maior for OCR, podendo ser superior a 1.



Assimile

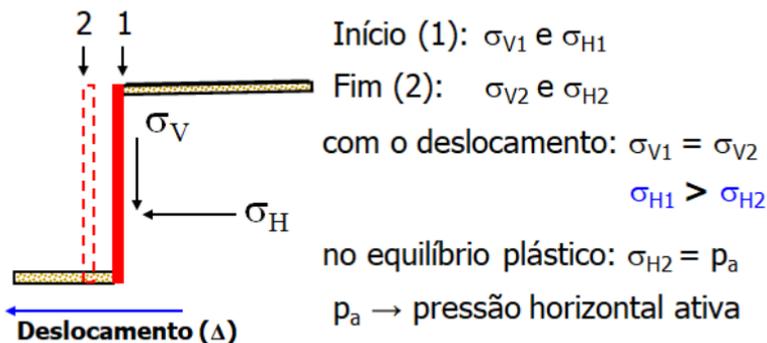
A obtenção de K_0 está relacionada ao problema geral da determinação das características iniciais de tensões e deformações do solo. Ele pode ser encontrado por diversas formas, como a Teoria da Elasticidade, correlações empíricas, ensaios de laboratório e campo. Segundo Terzaghi e Peck (1948), os valores de K_0 variam entre 0,40 e 0,45 para areia fofa, de 0,45 a 0,50 para areia compacta e 0,70 a 0,75 para argilas.

Suponhamos agora que o terreno natural ou aterro, no estado de empuxo no repouso, coloquemos uma parede a certa profundidade indefinida, porém infinitamente rígida de tal forma que não produza nenhuma alteração do estado de tensões. Uma vez feito isso, vamos fazer desaparecer parte do terreno que se encontra a um dos lados da parede, sem poder sofrer qualquer

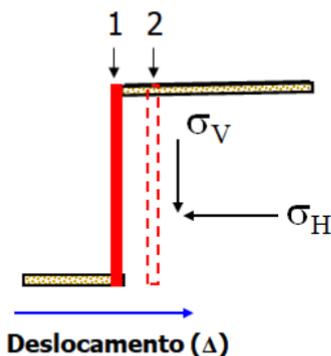
movimento (o estado de tensões da outra parte do terreno não variará). Esta parede pode ser comparada a um muro de arrimo, por exemplo. O empuxo que o muro sofre por parte das massas de terra é horizontal e cresce linearmente com a profundidade, sendo igual a $K_0 \gamma z$. Um muro projetado a partir destas condições estará, sem dúvida, em boas condições de estabilidade e assim, poderíamos afirmar que os problemas de empuxos de terra estariam resolvidos. Entretanto, o problema do cálculo do empuxo de terra é um dos mais complexos na Mecânica dos Solos. Um maciço de terra encontra-se em equilíbrio plástico quando em qualquer dos seus pontos há um equilíbrio entre as tensões cisalhantes e as tensões resistentes. Podemos ter dois estados de tensão. O primeiro é denominado estado de tensão ativo (Figura 4.13a) e desenvolve-se quando o movimento relativo entre o solo e a estrutura de contenção causa uma expansão no maciço contido, levando-o ao equilíbrio plástico. O segundo é denominado passivo e desenvolve-se quando o movimento relativo entre o solo e a estrutura de contenção causa uma compressão no maciço contido, levando-o ao equilíbrio plástico (Figura 4.13b). A relação entre

o coeficiente de empuxo ativo (K_A) e passivo (K_P) é dado pela expressão: $K_A = \frac{1}{K_P}$.

Figura 4.13 | Empuxo do terreno sobre um muro infinitamente rígido



(a)



Início (1): σ_{V1} e σ_{H1}

Fim (2): σ_{V2} e σ_{H2}

com o deslocamento: $\sigma_{V1} = \sigma_{V2}$

$$\sigma_{H1} < \sigma_{H2}$$

no equilíbrio plástico: $\sigma_{H2} = p_p$

$p_p \rightarrow$ pressão horizontal passiva

(b)

Fonte: elaborada pelo autor.

Suponhamos que seja construída uma parede como a da Figura 4.13, rígida de tal forma que não possa experimentar sequer o menor movimento. Considerando que as alterações produzidas pelo fato de que sua profundidade não é definida, o caso é semelhante ao da Figura 4.12, cujo empuxo já sabemos determinar. Agora, supondo que por meio de um mecanismo retiramos a parede a certa distância Δ de sua posição inicial, o talude do terreno não se deforma e aparecem nela superfícies cortantes, causando uma diminuição do empuxo sobre a parede (Figura 4.13a). Se retirarmos ela suficientemente, ocorre a perda do contato com o talude, de forma que o empuxo será nulo. Se contrariamente, fazemos avançar a parede contra o talude em certa distância Δ , em relação a sua posição original, também serão produzidos esforços cortantes no terreno, porém o empuxo será maior (Figura 4.13b), em função de Δ , de forma indefinida.



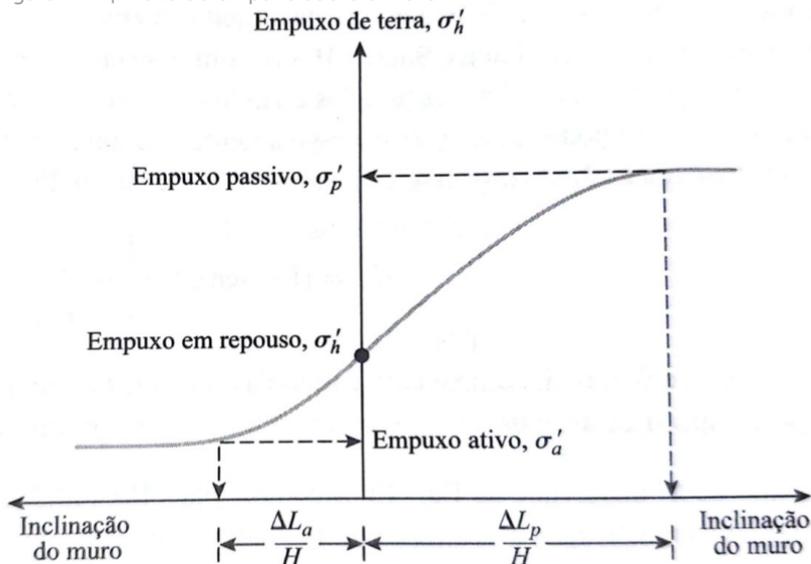
Assimile

Fica claro que o empuxo de solo, em um terreno capaz de resistir ilimitadamente a esforços cortantes, depende dos movimentos da parede de suporte e pode variar de zero até o infinito. Esse mesmo empuxo, que ocorre sobre uma estrutura que resiste – porém, cedendo a certa magnitude e que depende de suas características estruturais – é chamado de empuxo ativo. Como vimos ele pode variar neste terreno hipotético entre zero e o empuxo do terreno no estado natural. Ao

empuxo, que atua sobre uma parede que avança contra o maciço, chamamos de empuxo passivo, o qual neste terreno hipotético pode oscilar entre o empuxo do terreno natural e infinito.

Se desejarmos construir um muro de apoio para o talude neste terreno, veríamos que seria muito caro para que resistisse o empuxo do terreno no estado natural. Por mais fraco que fosse o muro que projetássemos, ele sempre poderá resistir à condição de que sua estrutura seja suficientemente flexível para suportar sem romper o deslocamento necessário para chegar ao equilíbrio. O terreno real, porém, tem uma resistência aos esforços cortantes limitada e o empuxo, em muitos casos, não pode chegar a anular-se e nunca poderá chegar a ser infinito, conforme apresentado na Figura 4.14.

Figura 4.14 | Efeito do empuxo sobre o muro



Fonte: Braja Das (2014, p. 389).



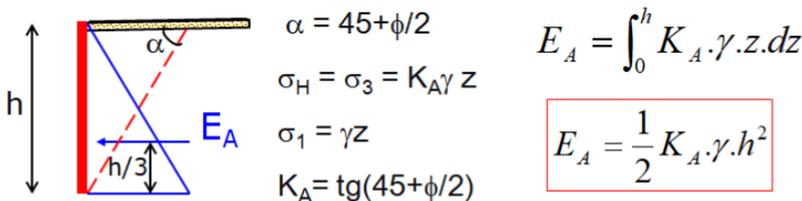
Refleta

Na prática, é comum chamar o empuxo ativo mínimo do terreno sobre um muro quando este possui robustez suficiente para resistir,

ou de forma análoga, o empuxo passivo máximo para projetar uma ancoragem com apoio com as dimensões mínimas necessárias para transmitir um esforço. Será que o movimento de suporte do empuxo sempre poderá ser considerado paralelo, como vimos na Figura 4.13?

A Teoria de Rankine é baseada no estudo das condições de plasticidade sobre um caso estritamente particular, considerando que a superfície interna da contenção é vertical, não considera o atrito solo-estrutura, o maciço é semi-infinito e está em equilíbrio plástico, além de obedecer ao critério de ruptura de Mohr. Observe a Figura 4.15 e suponha uma massa de solo, sem coesão, de longitude indefinida no sentido perpendicular à parede, apoiado sobre uma superfície perfeitamente lisa, que pode sofrer deslocamento. Suponha agora, que as paredes que limitam o terreno experimentam um movimento, mantendo-se verticais, porém se afastando a certa distância. A compressão horizontal diminuirá e se o movimento continuar ela continuará decrescendo. Se representarmos essa situação em um círculo de Mohr, neste momento a circunferência tangencia a envoltória de ruptura. Neste momento, a condição de ruptura se cumpre simultaneamente em todos e em cada um dos pontos da massa do terreno, situados a uma profundidade z . A este estado chamamos de estado ativo de Rankine e se caracteriza porque as linhas de deslizamento consistem em duas famílias de retas inclinadas ($\alpha = 45 + \frac{\phi}{2}$) com a vertical. Se as paredes continuam afastando-se uma da outra o solo experimenta deformações plásticas cada vez maiores, denominada de empuxo ativo (E_A), sujeito a um coeficiente de empuxo ativo (K_A), que pode ser melhor observado na Figura 4.15.

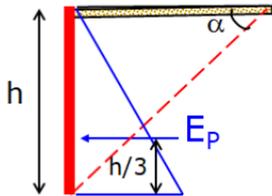
Figura 4.15 | Estado ativo de Rankine



Fonte: elaborada pelo autor.

Assim, o empuxo será igual à área do diagrama de pressão, e estará aplicado no centro de massa do diagrama, em que o empuxo é proporcional a profundidade e área do empuxo corresponde a um triângulo. Inversamente, se forçarmos as paredes uma contra a outra a partir de sua posição inicial, a compressão horizontal aumentará, até que os pontos plásticos se estabeleçam em todos os pontos da massa de solo, segundo famílias de retas inclinadas ($\alpha = 45 - \frac{\phi}{2}$) com a vertical. Essa situação, observada na Figura 4.16, representa o estado passivo de Rankine e a compressão horizontal, o empuxo passivo máximo (E_p) sujeito a um coeficiente de empuxo passivo (K_p).

Figura 4.16 | Estado passivo de Rankine



$$\alpha = 45 - \phi/2$$

$$\sigma_H = \sigma_1 = K_p \gamma z$$

$$\sigma_V = \sigma_3 = \gamma z$$

$$K_p = \text{tg}(45 - \phi/2)$$

$$E_p = \int_0^h K_p \cdot \gamma \cdot z \cdot dz$$

$$E_p = \frac{1}{2} K_p \cdot \gamma \cdot h^2$$

Fonte: elaborada pelo autor.

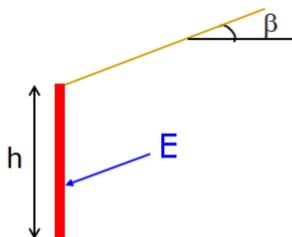
Tanto no caso ativo quanto no passivo, a resultante dos empuxos é horizontal e está situada a um terço da altura da parede, contando desde a aresta inferior.



Dica

No caso de termos um terreno com a superfície inclinada, podemos obter os coeficientes de empuxo ativo e passivo a partir do ângulo β , conforme podemos observar na Figura 4.17.

Figura 4.17 | Terreno com superfície inclinada



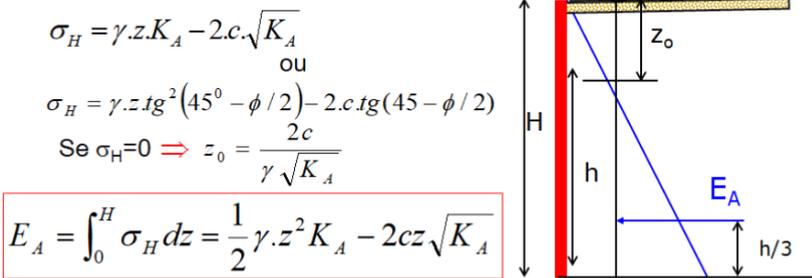
$$K_A = \cos \beta \frac{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}}{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}}$$

$$K_P = \cos \beta \frac{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}}{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}}$$

Fonte: elaborada pelo autor.

Em um terreno que apresenta coesão, as condições de empuxo ativo e passivo (Figura 4.18) são diferentes conforme vimos anteriormente, porém as direções dos movimentos de solo são exatamente os mesmos se compararmos a um terreno incoerente que possua o mesmo ângulo de atrito. Os solos coesivos têm capacidade de resistir à tração, até a profundidade da trinca ou fenda (z_0), a resultante dos esforços (estabilizante) é negativa. Com isso, segundo a teoria de Rankine, enquanto a profundidade de escavação não supera o dobro da profundidade da trinca, a resultante dos esforços estabilizantes é maior do que os instabilizantes.

Figura 4.18 | Empuxo ativo em um terreno com coesão



Fonte: elaborado pelo autor.

A coesão possibilita manter um corte vertical sem necessidade de escoramento, até uma determinada altura do solo (altura crítica, z_{cr}), na qual o empuxo resultante é nulo, dado pela expressão:

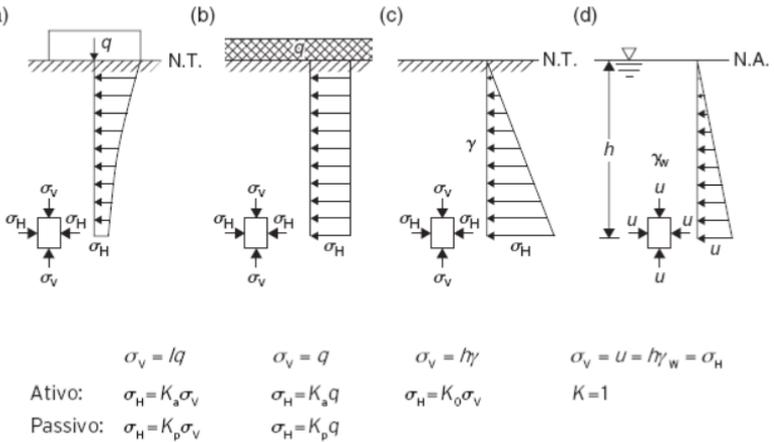
$$E_A = \frac{1}{2} \gamma \cdot z^2 \cdot K_A - 2 \cdot c \cdot z \sqrt{K_A} = 0 \Rightarrow z_{cr} = \frac{4c}{\gamma \sqrt{K_A}} = 2 \cdot z_0$$

O empuxo negativo é geralmente desprezado, calculando-se o empuxo a partir da altura reduzida do muro. No caso do empuxo passivo

podemos defini-lo pela expressão: $E_P = \frac{1}{2} \gamma \cdot z^2 \cdot K_P + 2 \cdot c \cdot z \sqrt{K_P}$.

Se ainda considerarmos uma sobrecarga uniformemente distribuída, podemos representar esse efeito na Figura 4.19, considerando uma altura equivalente de solo. A principal aplicação deste raciocínio ocorre no caso de terreno estratificado, no qual cada camada sobrejacente funciona como sobrecarga sobre a camada inferior.

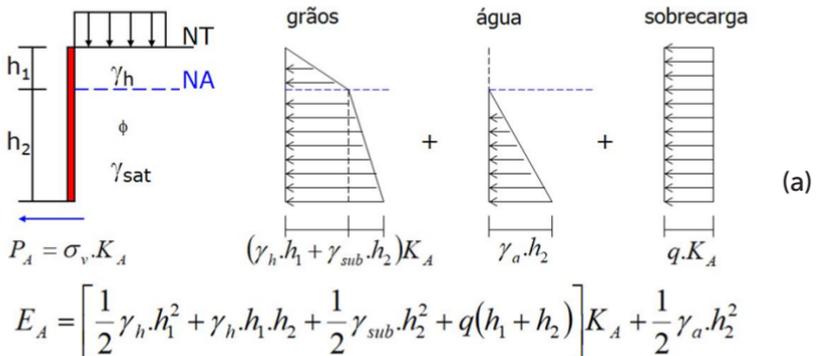
Figura 4.19 | Empuxo a partir do efeito da sobrecarga

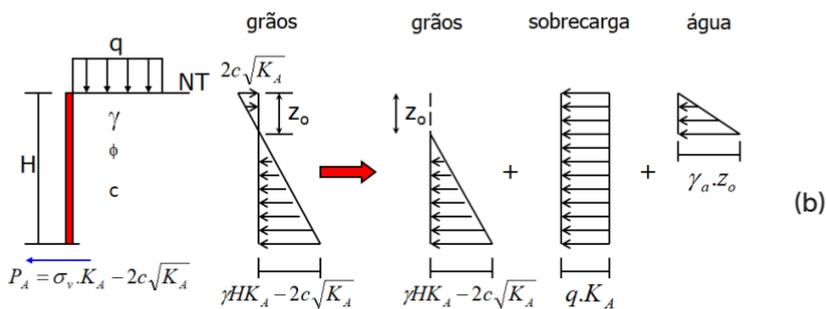


Fonte: Bodó e Jones (2017, p. 285).

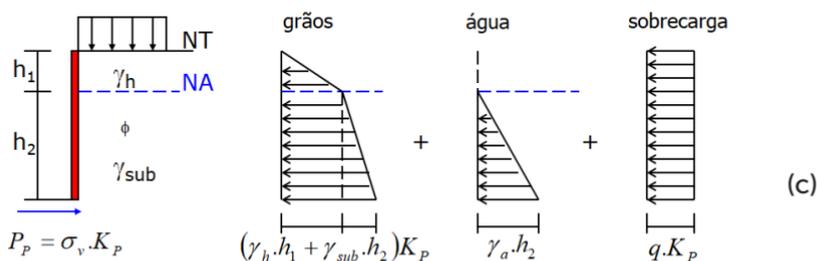
Podemos ainda considerar o efeito do lençol freático no empuxo juntamente com as situações anteriormente apresentadas. Em solos granulares o cálculo das pressões leva em conta a pressão devido à água (solo submerso). Já em solos pouco permeáveis considera-se a pressão total do solo. Assim, apresentamos na Figura 4.20 a condição do solo não coesivo com sobrecarga uniformemente distribuída, parcialmente submerso (a), solo coesivo com sobrecarga uniformemente distribuída (b), solo não coesivo com sobrecarga uniformemente distribuída, parcialmente submerso (c) e solo coesivo com sobrecarga uniformemente distribuída (d).

Figura 4.20 | Efeito do lençol freático no empuxo

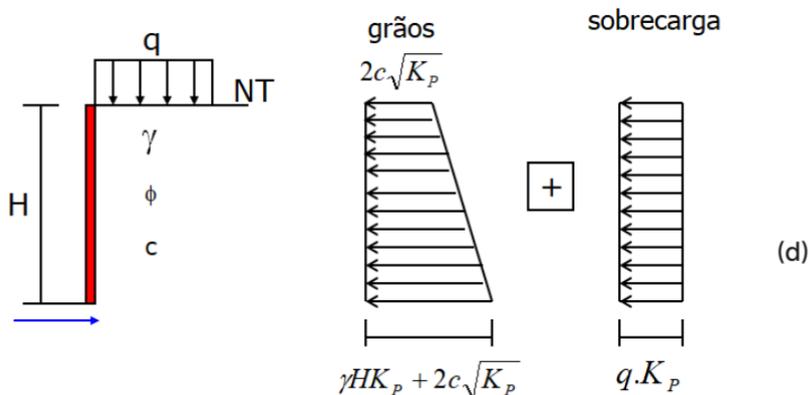




$$E_A = \left[\frac{1}{2} (\gamma \cdot HK_A - 2c\sqrt{K_A}) (H - z_o) + qHK_A \right] + \frac{1}{2} \gamma_a \cdot z_o^2$$



$$E_P = \left[\frac{1}{2} \gamma_h \cdot h_1^2 + \gamma_h \cdot h_1 \cdot h_2 + \frac{1}{2} \gamma_{sub} \cdot h_2^2 + q(h_1 + h_2) \right] K_P + \frac{1}{2} \gamma_a \cdot h_2^2$$



$$E_P = \frac{1}{2} \gamma \cdot H^2 K_P + H (2c\sqrt{K_P} + qK_P)$$



Vamos colocar em prática o que vimos até agora. Considere uma parede de 6,0 m de altura cujos parâmetros do solo são: $\phi' = 30^\circ$, $K_A = 0,333$ e $\gamma = 16 \text{ kN} / \text{m}^3$, que está sendo carregado por uma carga $q = 20 \text{ kN} / \text{m}^2$. Vamos determinar pelo método de Rankine, o valor de E_A .

Pela teoria de Rankine temos que a altura equivalente de terra é:

$$h_0 = \frac{q}{\gamma} = \frac{20}{16} = 1,25 \text{ m}. \text{ A pressão no topo do muro será dado por:}$$

$$p_0 = K_A \times \gamma \times h_0 \Rightarrow p_0 = 0,333 \times 16 \times 1,25 = 6,67 \text{ kN} / \text{m}^2.$$

A pressão na base da parede é :

$$p_1 = K_A \times \gamma \times (h_0 + h) \Rightarrow p_1 = 0,333 \times 16 \times (1,25 + 6) = 38,63 \text{ kN} / \text{m}^2.$$

Por fim, temos que o valor do empuxo é:

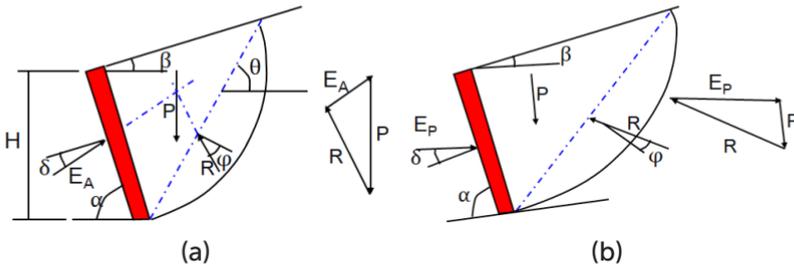
$$E_A = \frac{p_0 + p_1}{2} \times h = \frac{6,67 + 38,63}{2} \times 6 = 135,89 \text{ kN} / \text{m}.$$

Outra teoria muito utilizada é a Teoria de Coulomb, cujo fundamento é distinto do Rankine. A teoria considera que o solo é homogêneo e isotrópico, a superfície de ruptura é plana, a resistência ao cisalhamento é mobilizada instantaneamente, correspondendo a um estado de equilíbrio-limite, a ruptura se dá como um bloco rígido, ela considera a possibilidade de atrito solo-muro (δ) e a ruptura ocorre sob o estado plano de deformação. A determinação tanto do caso ativo quanto do passivo pode ser feito seguindo alguns passos. Para o caso ativo (Figura 4.21a) devemos arbitrar uma superfície de ruptura. A partir do equilíbrio das forças atuantes na cunha de solo, devemos calcular o valor da reação que a estrutura deve exercer para se opor ao deslizamento da cunha de empuxo ativo. A superfície que define a cunha de empuxo é desconhecida. Desta forma, é necessário determinar, por tentativas, qual a superfície que corresponde ao valor limite do empuxo. Analiticamente, podemos obter as seguintes expressões para o cálculo do

empuxo ativo segundo Coulomb, ou seja, $E_A = \frac{1}{2} \gamma \cdot H^2 \cdot K_A$, onde

$$K_A = \frac{\text{sen}^2(\alpha + \phi)}{\text{sen}^2 \alpha \cdot \text{sen}(\alpha - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \delta) \text{sen}(\phi - \beta)}{\text{sen}(\alpha - \delta) \text{sen}(\alpha + \beta)}} \right]^2}$$

Figura 4.21 | Empuxo ativo (a) e passivo (b) pela Teoria de Coulomb



Fonte: elaborado pelo autor.

Da mesma forma que fizemos para o empuxo ativo, no caso do empuxo passivo (Figura 4.21b) devemos arbitrar uma superfície de ruptura e, a partir do equilíbrio das forças, devemos calcular o valor da força que a estrutura deve exercer sobre o maciço para provocar o deslizamento da cunha de empuxo passivo. Por tentativas, determina-se qual a superfície que corresponde ao valor limite do empuxo. Analiticamente, obtêm-se as seguintes expressões para o cálculo do empuxo passivo segundo

Coulomb: $E_P = \frac{1}{2} \gamma \cdot H^2 \cdot K_P$, em que o coeficiente de empuxo passivo é

dado por:
$$K_P = \frac{\text{sen}^2(\alpha - \phi)}{\text{sen}^2 \alpha \cdot \text{sen}(\alpha + \delta) \left[1 - \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \delta) \text{sen}(\phi + \beta)}{\text{sen}(\alpha + \delta) \text{sen}(\alpha + \beta)}} \right]^2}$$

. Para ambos os casos, se $\alpha = 90^\circ$ e $\beta = \delta = 0^\circ$ a Teoria de Coulomb se iguala a de Rankine. O atrito solo-muro (δ) pode ser determinado em laboratório por meio do ensaio de cisalhamento direto. Em função do atrito solo-muro, a superfície de ruptura passa a apresentar uma curvatura próxima à parede.

O atrito solo-estrutura exerce influência na intensidade e na direção dos empuxos ativo e passivo. Para o caso passivo superestima o valor do

empuxo, sendo as superfícies curvas as que mais se adaptam à realidade. No caso ativo, a adoção de superfícies de ruptura planas ocasiona um pequeno erro. Para determinar os empuxos de terra pelo método de Coulomb, assume-se inicialmente que a superfície de ruptura é plana. No caso ativo, a curvatura é pequena e o erro envolvido é desprezível. No caso passivo, o erro em se arbitrar superfície plana só é pequeno para valores de $\delta < \phi/3$. Sendo assim, é usual a adoção do método de Coulomb para a determinação do empuxo passivo apenas para os casos em que δ é menor do que $\phi/3$. Caso contrário, utilizam-se outros métodos que incorporam a curvatura da superfície de ruptura. A Teoria de Coulomb pode ser estendida para solos coesivos, introduzindo a parcela de adesão c_w . Assume-se que trincas de tração

possam se desenvolver até uma profundidade z_0 , estimada por:

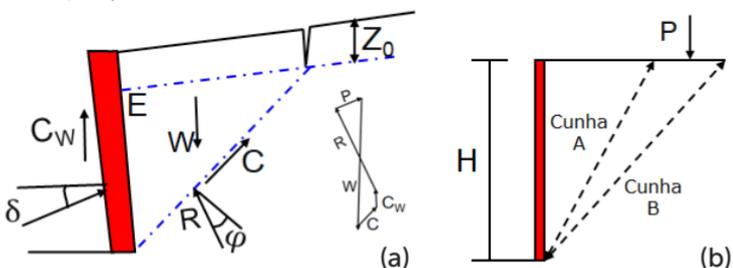
$$z_0 = \frac{2c}{\gamma \cdot \sqrt{K_A}}$$
 e apresentada na Figura 4.22a. Nela podemos ver que as

forças atuantes na cunha de ruptura são o peso da cunha (W), a reação entre a parede e o solo (P) com inclinação δ , a força devido a adesão (c_w), reação R , atuando a um ângulo ϕ e a força devido a coesão (c). As direções de todas as componentes são conhecidas, assim como as magnitudes de W , C_w e c . Com o traçado do polígono de forças, determina-se o valor de P . Lembre-se: se a trinca for preenchida por água, esta parcela deve ser acrescida ao polígono de forças. No caso de uma sobrecarga (Figura 4.22b), devemos considerar uniformemente distribuída e incorporada ao peso da cunha, como uma altura adicional de solo:

$$h_{ad} = \frac{q}{\gamma}$$

computada caso a superfície de ruptura se estenda além da linha.

Figura 4.22 | Empuxo em solos coesivos (a)



Fonte: elaborada pelo autor.

Na prática os empuxos determinados pela Teoria de Coulomb são determinados pelo método de Culmann, que já aprendemos anteriormente.



Pesquise mais

Vamos agora avançar em nosso conhecimento a partir das seções 13.5 e 13.6 sobre a Teoria de Rankine e as seções 13.10, 13.11 e 13.12 sobre a Teoria de Coulomb do livro *Fundamentos da Engenharia Geotécnica*, disponíveis na Biblioteca Virtual. Veja também na Biblioteca o capítulo 8 do livro *Introdução à Mecânica dos Solos*. Bons estudos!

- BRAJA DAS, Khaled S. **Fundamentos de Engenharia Geotécnica**. São Paulo: Cengage Learning, 2014.
- BODÓ, Béla; JONES, Colin. **Introdução à Mecânica dos Solos**. São Paulo: LTC, 2017.

Sem medo de errar

Conforme vimos, a empresa necessita obter a distribuição dos empuxos ativo e passivo para o perfil de solo apresentado na Figura 4.11.

Devido às condições apresentadas, podemos calcular os empuxos pelo método de Rankine. Assim, o coeficiente de empuxo ativo pode

ser determinado por: $K_A = \frac{1 - \text{sen}\phi'}{1 + \text{sen}\phi'} = \text{tg}^2\left(45^\circ - \frac{\phi'}{2}\right) = 0,24$. O

coeficiente de empuxo passivo pode ser determinado pela relação:

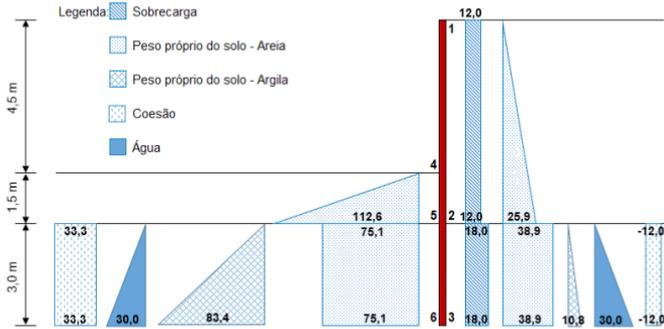
$K_P = \frac{1}{K_A} = 4,17$. Já para a argila podemos determinar ambos os

coeficientes de empuxo ativo e passivo pelas respectivas expressões

$$K_A = \frac{1 - \text{sen}\phi'}{1 + \text{sen}\phi'} = \text{tg}^2\left(45^\circ - \frac{\phi'}{2}\right) = 0,36 \quad \text{e} \quad K_P = \frac{1}{K_A} = 2,78.$$

Agora que definimos os coeficientes e os esforços podemos apresentar a distribuição dos empuxos em função dos pontos 1 a 6, conforme apresentado na Figura 4.23 e Quadro 4.2, em que são apresentados também todos os membros das expressões devidamente explicitados, de forma a facilitar o entendimento. E o diagrama da pressão resultante dos empuxos ativos e passivos está representado na Figura 4.24

Figura 4.23 | Diagramas parciais de pressões de empuxos (kPa)



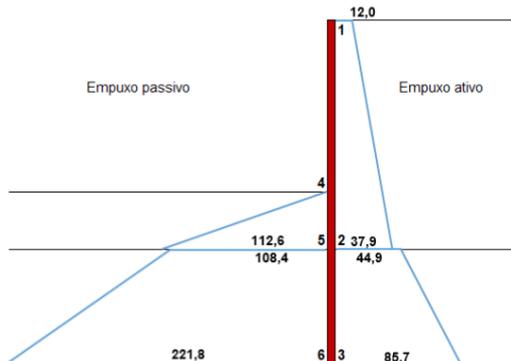
Fonte: elaborada pelo autor.

Quadro 4.2 | Distribuição dos empuxos (kPa)

Ponto	σ'_V	$\sigma'_V \cdot K_A$	$\sigma'_V \cdot K_P$	$2c' \cdot \sqrt{K_A \text{ ou } K_P}$	$q \cdot K_A$	u	σ_H
1	0	0	-	-	12	-	12
2	$18 \times 6 = 108$	25,92	-	-	12	-	37,9
2	108	38,88	-	-12	18	-	44,9
3	$108 + (20 - 10) \times 3 = 138$	49,68	-	-12	18	30	85,7
4	0	-	0	-	-	-	-
5	$1,5 \times 18 = 27$	-	112,59	-	-	-	112,6
5	27	-	75,06	33,35	-	-	108,4
6	$27 + (20 - 10) \times 3 = 57$	-	158,46	33,35	-	30	221,8

Fonte: elaborado pelo autor.

Figura 4.24 | Diagrama de pressões de empuxos (kPa)



Fonte: elaborada pelo autor.

Escolhendo a melhor solução

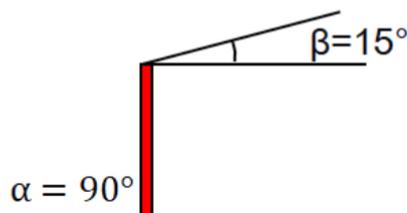
Descrição da situação-problema

A administração de um shopping center está buscando dimensionar um muro de arrimo na área do estacionamento. Ela precisa da sua experiência de engenheiro para ajudar a estimar o coeficiente do empuxo ativo e passivo. Supondo que o muro seja

representado pela Figura 4.25, em que $\phi = 40^\circ$, $\delta = \frac{2}{3}\phi$ e $c = 0$. A

partir dos resultados qual método seria mais a favor da segurança em sua opinião?

Figura 4.25 | Muro a ser dimensionado



Fonte: elaborada pelo autor.

Resolução da situação-problema

Para determinarmos os empuxos ativos e passivos pela teoria de Rankine, utilizaremos a equação

$$K_A = \frac{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}}{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}} \quad \text{e consideraremos} \quad K_A = \frac{1}{K_P}.$$

Fazendo as substituições teremos que $K_A = 0,243$ e $K_P = 4,117$. Pela teoria de Coulomb utilizaremos as expressões:

$$K_A = \frac{\text{sen}^2(\alpha + \phi)}{\text{sen}^2 \alpha \cdot \text{sen}(\alpha - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \delta) \text{sen}(\phi - \beta)}{\text{sen}(\alpha - \delta) \text{sen}(\alpha + \beta)}} \right]^2} \quad \text{e}$$

$$K_p = \frac{\text{sen}^2(\alpha - \phi)}{\text{sen}^2\alpha \cdot \text{sen}(\alpha + \delta) \left[1 - \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \delta)\text{sen}(\phi + \beta)}{\text{sen}(\alpha + \delta)\text{sen}(\alpha + \beta)}} \right]^2} \cdot \text{Fazendo}$$

a substituição dos valores em ambas as expressões teremos que, $K_A = 0,238$ e $K_p = 148,37$. Avaliando ambos os resultados, podemos deduzir que as obras quando dimensionadas por Rankine são superdimensionadas, de forma a garantirem um fator de segurança aceitável, porém é antieconômico.

Faça valer a pena

1. Uma determinada estaca-prancha de 6 m de altura está suportando um solo cujo $\gamma = 16 \text{ kN/m}^3$ e $K_A = 1/3$. Pelo método de Rankine o valor total do empuxo ativo sob esta cortina seria, em kN/m, de:

Assinale a alternativa correta:

- a) 96. d) 56.
b) 24. e) 72.
c) 48.

2. Para um muro de 3 m de altura que escora um solo, que possui parâmetros como $\phi = 30^\circ$, $\gamma = 17 \text{ kN/m}^3$ e $c = 0$, os empuxos ativo e passivos são em kN/m, respectivamente:

Assinale a alternativa correta:

- a) 8,5; 76,5. d) 76,5; 8,5.
b) 229,5; 25,5. e) 25,5; 76,5.
c) 25,5; 229,5.

3. Considere um muro de 4 m de altura, cuja massa de solo ainda sofre um carregamento de 20 kN/m^2 . O solo possui coesão de 5 kN/m^2 , ângulo de atrito de 28° e peso específico de $16,5 \text{ kN/m}^3$. O empuxo ativo nesta situação é, em kN/m:

Assinale a alternativa correta:

- a) 26,65. d) 52,54.
b) 50,95. e) 40,95.
c) 63,24.

Seção 4.3

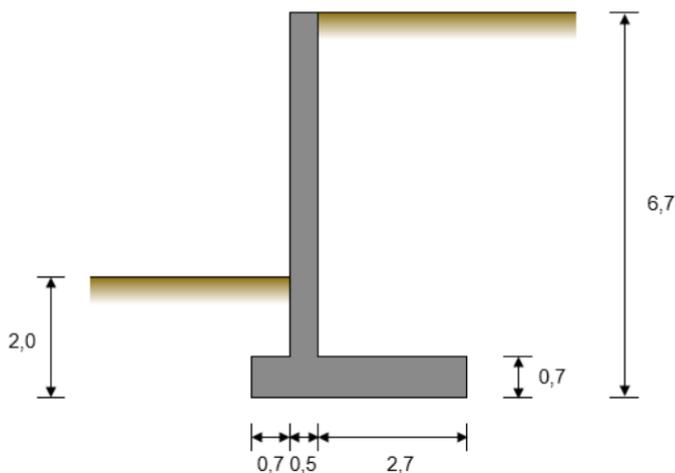
Estruturas de arrimo, escavações e túneis

Diálogo aberto

Olá, aluno! Em nossa seção anterior vimos sobre o efeito do empuxo em maciços de solo e como podemos determiná-los pelas teorias de Rankine e Coulomb. Nesta nossa última seção, veremos a aplicação prática dos conhecimentos que desenvolvemos ao longo do livro em obras de engenharia. Assim, por ocasião da construção de fundações e de obras subterrâneas (metrô, galerias, tubulações enterradas, subsolos de edifícios, etc.) costuma-se proceder a execução de escavações. Tais escavações consistem na abertura de uma vala, com taludamento ou devidamente escorada (ou ancorada), visando também a proteção dos prédios vizinhos. Vamos entender esses conceitos por meio de um problema prático que você encontrará em sua vida profissional.

Uma grande projetista necessita executar grandes obras de engenharia em um centro urbano densamente povoado, o que significa muitas obras de estabilidade de encostas, contenções e escavações. Em um terceiro trabalho de consultoria, a empresa precisa dimensionar um muro de gravidade, conforme apresentado na Figura 4.26, em que o peso específico do solo é 18 kN/m^3 , coesão 0 e ângulo de atrito de 30° , o ângulo de atrito solo-muro é de 16° e a adesão muro-fundação é de 0,67. Como a área é densamente urbanizada a empresa precisa que você, como engenheiro consultor faça a análise da estabilidade deste muro contra o tombamento e o deslizamento. Considere que o peso específico do concreto é de $23,6 \text{ kN/m}^3$.

Figura 4.26 | Muro de gravidade



Fonte: elaborada pelo autor.

Será necessário você relembrar os conceitos de empuxo estudados na seção anterior, bem como a correta interpretação sobre as forças que estão atuando no muro. Vamos a mais este desafio profissional?

Não pode faltar

Olá, aluno! Em nossa seção anterior vimos sobre o efeito do empuxo nos maciços de solo. Nesta nossa última seção, veremos na prática os problemas relacionados às obras de terra, como, contenções, escavações e túneis. Por ocasião da construção de fundações e de obras subterrâneas (metrô, galerias, tubulações enterradas, subsolos de edifícios, etc.) costuma-se proceder a execução de escavações. Tais escavações consistem na abertura de uma vala, com taludamento ou devidamente escorada (ou ancorada), visando também à proteção dos prédios vizinhos. Face à remoção da massa de solo e água, haverá uma modificação

do estado de tensões originais, o que resultará em movimentos e deformações na massa de solo adjacente. Estes movimentos deverão ser controlados, e irão nortear o cálculo da distribuição das tensões horizontais nas estruturas enterradas. As escavações e os escoramentos podem ter caráter definitivo ou consistirem em obras provisórias. Tais aspectos são importantes, como veremos adiante, pois irão comandar os critérios de cálculo, principalmente em relação às pressões devidas a ação da água. Dentre as estruturas comumente utilizadas para contenção de maciços estão os muros. São construções de contenção, com parede vertical a inclinada, que podem estar apoiados em fundações rasas e profundas. Os processos construtivos são variados e podem ser elaborados a partir de tijolos, pedras, concreto simples ou armado, além de elementos especiais. As principais variedades de muros são apresentados na Tabela 4.1.

Tabela 4.1 | Tipos de muros

Gravidade	Estruturas corridas que se opõem aos empuxos horizontais pelo peso próprio. Geralmente, são utilizadas para conter desníveis pequenos ou médios, inferiores a cerca de 5 m, construídos de pedra ou concreto (simples ou armado), gabiões ou, ainda, pneus usados.
Flexão	Estruturas mais esbeltas com seção transversal em forma de "L" que resistem aos empuxos por flexão, utilizando parte do peso próprio do maciço, que se apoia sobre a base do "L", para manter-se em equilíbrio. Em geral, são construídos em concreto armado, tornando-se antieconômicos para alturas acima de 5-7 m.
Atirantados	Estruturas mistas em concreto e alvenaria de blocos de concreto ou tijolos, com barras quase horizontais contidas em planos verticais perpendiculares ao paramento do muro. Essas barras funcionam como tirantes, amarrando o paramento a outros elementos embutidos no maciço, como blocos, vigas longitudinais ou estacas. São construções de baixo custo utilizadas para alturas de até 3 m.

Fonte: elaborada pelo autor.



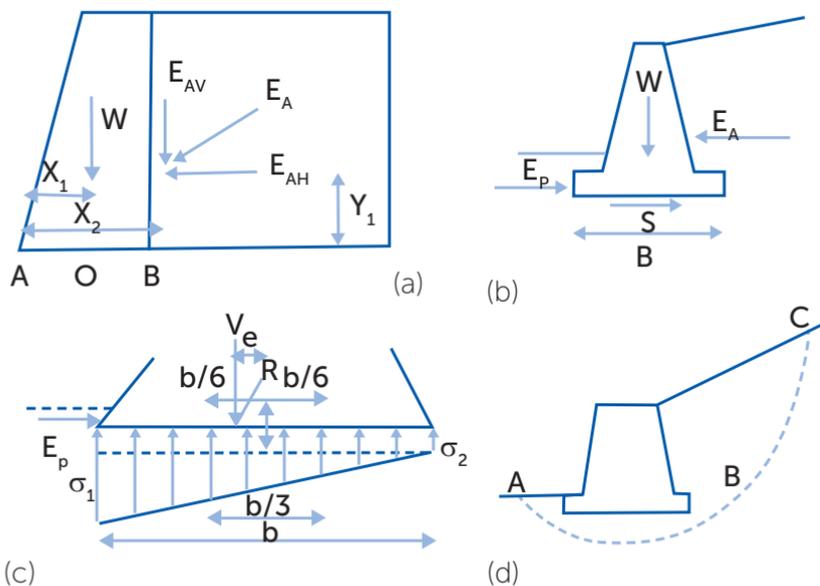
Assimile

Grande parte dos acidentes envolvendo muros de arrimo está relacionada ao acúmulo de água no maciço. A existência de uma linha freática no maciço é altamente desfavorável, aumentando substancialmente o empuxo total. O acúmulo de água, por

deficiência de drenagem, pode duplicar o empuxo atuante. O efeito da água pode ser direto, resultante do acúmulo de água junto ao tardo (porção interna do muro), ou indireto, produzindo uma redução da resistência ao cisalhamento do maciço em decorrência do acréscimo das pressões intersticiais. O efeito direto é o de maior intensidade podendo ser eliminado ou bastante atenuado, por um sistema de drenagem eficaz. Todo cuidado deve ser dispensado ao projeto do sistema de drenagem para dar vazão a precipitações excepcionais, e para que a escolha do material drenante seja feita de modo a impedir qualquer possibilidade de colmatação ou entupimento futuro.

Quando desejamos analisar a estabilidade de um muro de arrimo, independente da seção, costumamos avaliar a possibilidade dessas estruturas quanto ao tombamento, deslizamento da base, capacidade de carga da fundação e ruptura global, conforme apresentado na Figura 4.27.

Figura 4.27 | Problemas de estabilidade típicos em muros



Fonte: elaborada pelo autor.

Para que o muro não sofra tombamento a partir da sua extremidade externa (ponto A da Figura 4.27(a)), o momento resistente deve ser superior ao momento solicitante. O momento resistente (M_{res}) corresponde ao momento gerado pelo peso do muro. O momento solicitante (M_{solic}) representa o empuxo total atuante em função do ponto A. O coeficiente de segurança contra

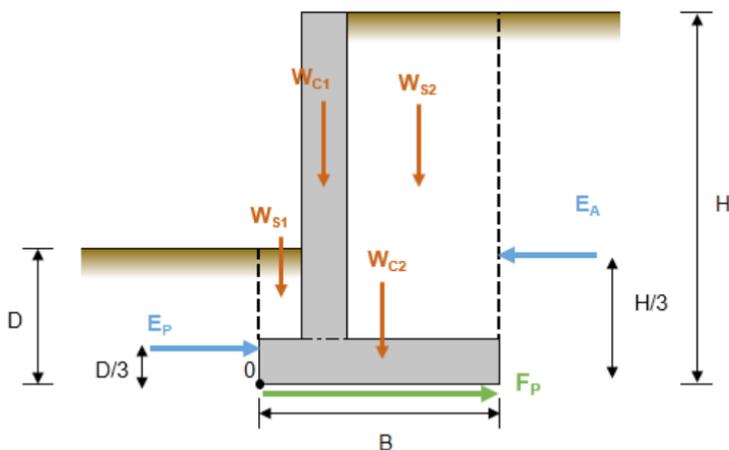
o tombamento é definido como a razão: $FS_{TOMB} = \frac{M_{RES}}{M_{SOLIC}} \geq 1,5$.



Exemplificando

Considere o muro apresentado na Figura 4.28. Vamos verificar o coeficiente de segurança ao tombamento. Uma forma fácil é dividirmos o muro e também o solo em partes, para individualizarmos os pesos atuantes.

Figura 4.28 | Verificação ao tombamento



Fonte: elaborada pelo autor.

Nela já decomparamos todas as forças que compõem os momentos.

Assim, $M_{SOLIC} = \sum F_R + F_P \therefore \sum F_R = \sum V \cdot tg \cdot \delta_b + B \cdot \lambda c_2 + E_P$,

onde λ representa a adesão muro-fundação. Já a parcela referente ao

momento resistente é dada por: $M_{RES} = \sum (W_i x_i) + E_P \cdot \frac{D}{3}$, onde

W_i e x_i são respectivamente o peso de cada uma das partes envolvidas,

tanto do solo quanto do muro e x_i é a distância entre o ponto de aplicação da força peso ao ponto O (onde ocorre a verificação em relação ao tombamento).

Já a análise para a condição de possível deslizamento (Figura 4.27 (b)) consiste na verificação do equilíbrio das componentes horizontais das forças que atuam, a partir da expressão:

$$FS_{DESLIZ} = \frac{\sum F_{RES}}{\sum F_{SOLIC}} = \frac{E_P + S}{E_A} \geq 1,5, \text{ onde } \sum F_{RES} \text{ é o somatório}$$

dos esforços resistentes, no caso o empuxo passivo (E_p) e o esforço cisalhante na base do muro (S), $\sum F_{SOLIC}$ é o somatório dos esforços solicitantes representado pelo empuxo ativo (E_A). O valor de S significa o produto da resistência ao cisalhamento ($s = c + \sigma \times tg\phi$) existente na base do muro pela sua largura ($S = B \times c + N \times tg\phi$). De forma simplificada, podem ser utilizadas expressões em função de materiais de alta permeabilidade (análise

a longo prazo) por meio da expressão $S = B \left[c'_w + \left(\frac{W}{B - u} \right) tg\delta \right]$,

ou considerando os materiais de baixa permeabilidade (análise a curto prazo) utilizando a expressão $S = Bc'_w$, lembrando que B é a largura da base do muro, c'_w a adesão solo-muro, W o somatório das forças verticais, u a poropressão e δ o atrito solo-muro. No caso de a fundação ser argilosa, costuma-se colocar uma camada de material drenante na base do muro (colchão de areia).



Dica

A contribuição do empuxo passivo é geralmente desprezada, sendo a favor da segurança. Neste caso reduz-se a equação para

$$FS_{DESLIZ} = \frac{S}{E_A}. \text{ Na prática adotamos as seguintes relações:}$$

$$c'_w = \frac{2}{3} c' \text{ a } c';$$

$$\delta = \frac{\phi'}{3} \text{ a } \frac{2\phi'}{3}; \text{ e}$$

$$c'_w = \frac{2}{3} Su.$$

Outro tipo de verificação é quanto à capacidade que a fundação pode resistir em função da carga aplicada. Ela considera um fator de segurança para que não ocorra a ruptura e deformações, que sejam excessivas na fundação. Essa verificação parte do princípio que o muro seja rígido e a distribuição de tensões seja linear ao longo de toda a base. Se a força resultante atuante no muro estiver situada no núcleo central da base do muro, as pressões no solo formaram um diagrama quase trapezoidal, onde o terreno estará submetido apenas a tensões de compressão. A Figura 4.27(c) apresenta os esforços atuantes na base do muro. O diagrama de pressões no solo será aproximadamente trapezoidal. As equações de equilíbrio

serão: $\sigma_1 = \frac{V}{b} \left(1 + \frac{6e}{b} \right)$ e $\sigma_2 = \frac{V}{b} \left(1 - \frac{6e}{b} \right)$, onde V é o somatório

das forças verticais, e é a excentricidade e b é a largura da base do muro. Para esta análise temos duas condições. A primeira considera que a maior das tensões não pode ser superior à tensão admissível do terreno ($\sigma_{\max} \leq q_{adm}$) e, neste caso, não há necessidade de aplicar o coeficiente de segurança, pois já está embutido na carga admissível. A segunda condição é que a menor das tensões não pode ser de tração ($\sigma_2 > 0$). Se, no entanto, a resultante localizar-se fora do núcleo central, a distribuição será triangular e limitada apenas à

compressão, ou seja, $\sigma_1 = \frac{2V}{3e'}$. Caso qualquer uma das condições

não seja obedecida, as tensões na base deverão ser recalculadas com a nova dimensão da base do muro. Na prática podemos considerar a seguinte relação: $1,5 \leq FS_{Rup} \leq 2,0$. Uma verificação final que podemos executar é contra a ruptura global (conjunto solo-muro). Para esta análise é considerada a possibilidade de ruptura do terreno

conforme a linha tracejada ABC (Figura 4.27(d)). Os valores aceitos para o fator de segurança acima são definidos por $FS_G \geq 1,3$ (obras provisórias) e $FS_G \geq 1,5$ (obras permanentes). Diferentemente de um muro de arrimo de gravidade, que possui uma grande base em contato com o solo de fundação e, portanto, uma área suficiente de contato para prover o atrito necessário à prevenção de movimentos laterais excessivos, uma escavação escorada necessita de uma elevada penetração no interior da massa de solo e/ou um sistema de escoramento superficial para garantir sua estabilidade. Segundo a Tabela 4.2, algumas questões têm que ser respondidas quando se planeja a execução de uma escavação escorada.

Quadro 4.3 | Planejamento e execução de escavações

- 1) Que tipo de cortina (material e seção transversal) deve ser utilizada?
- 2) Qual a penetração que a cortina deve ter, no solo de fundação, de forma a manter a sua estabilidade?
- 3) A que profundidade do topo deve ser posicionada a linha de escoras/ tirantes?
- 4) A que distância da cortina a ancoragem deve se estender?
- 5) Que sistema de ancoragem deve ser empregado?
- 6) Qual a distribuição de tensões na cortina?
- 7) Que tipo de sistema de drenagem deve ser instalado para evitar um grande diferencial de pressões de água na cortina?
- 8) A que proximidade da cortina pode haver carregamentos móveis como guindastes, armazenamento de cargas (obras portuárias), etc?

Fonte: adaptada de Lambe e Whitman (1969).

Desta forma, os tipos de cortinas de escoramentos comumente praticadas em obras de terra, podem ser a cortina de estacas prancha, a cortina de perfis metálicos e pranchões de madeira, as cortinas de estacas justapostas, as paredes moldadas no solo com estroncas ou tirantes.



Pesquise mais

Você pode verificar alguns tipos de cortinas no capítulo 10 do livro *Fundações e Estruturas de Contenção*, disponível na Biblioteca Virtual.

BUDH, M. **Fundações e Estruturas de Contenção**. 1. ed. Rio de Janeiro: LTC, 2013.

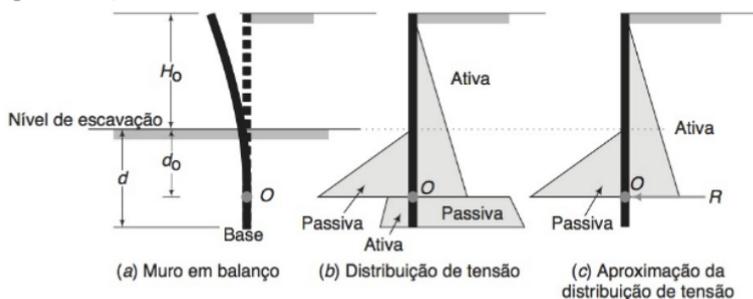
No caso de escavações em terreno de argila mole, onde a pressão de terras sobre a prancha é muito elevada, costuma-se executar uma blindagem com chapas de aço soldadas em perfis verticais. Em escavações temporárias, sempre que possível, deve-se verificar a possibilidade de execução da escavação em taludes. Este tipo de solução é mais comum longe das cidades, como em periferias ou em obras industriais. Nas cidades, a falta de espaço, a proximidade dos vizinhos e a presença de condutos de serviços impedem, na maioria das vezes, o "taludamento" do terreno natural. Em zonas urbanas, com edificações próximas, deve-se tomar os cuidados cabíveis para evitar recalques ou movimentos que afetem a estabilidade ou a integridade das obras vizinhas.



Exemplificando

Considerando as cortinas que vimos, vamos aprender a determinar a ficha, principal elemento de estabilidade de nossa escavação, em uma cortina de estacas prancha sem ancoragem a partir da Figura 4.29. Nela, notamos que pode haver uma rotação no ponto O e a indicação dos sistemas de forças. Podemos simplificar os cálculos se considerarmos que E_{p2} coincide com o ponto O .

Figura 4.29 | Dimensionamento da ficha



Fonte: Budhu (2013, p. 351)

Considere um solo não coesivo ($c = 0$) e de peso específico γ . O empuxo ativo atuante na parte posterior da cortina é dado por:

$$E_{p1} \frac{f}{3} = E_a \frac{(h+f)}{2}, \text{ onde } E_{p1} \text{ é o empuxo passivo, } E_a \text{ o empuxo ativo,}$$

f a ficha em si e h a altura do solo acima da ficha. Para a altura da ficha

$$\text{temos que: } \frac{1}{2} K_P \gamma \frac{f^3}{3} = \frac{1}{2} K_A \gamma \frac{(h+f)^3}{3} \therefore K_P f^3 = K_A (h+f)^3. \text{ A}$$

partir desta equação, determinamos o comprimento teórico da ficha. Para ficarmos a favor da segurança podemos acrescentar 20% ao valor que determinamos. Se o solo for puramente coesivo ($\phi' = 0$), os coeficientes de empuxo K_A e K_P serão iguais a unidade e os valores dos empuxos ativo e passivo serão: $E_A = \gamma f - 2c$ e $E_P = \gamma f + 2c$.

Por fim, temos os túneis. São obras, que apesar de complexas possuem grande importância se considerarmos vantagens como: a rapidez e barateamento dos métodos de execução do projeto, o fato de evitarem zonas de congestionamento e custo elevado na superfície de áreas urbanas. Os tipos mais comuns de obras subterrâneas civis são os acessos e galerias, poços, túneis e cavernas. Os túneis perfazem mais de 90% do volume de escavações subterrâneas civis em todo o mundo, você sabia? Nas últimas décadas, já são contabilizados volumes escavados de 20.000 a 40.000 m³ (OLIVEIRA; BRITO, 1997), cujo objetivo destas obras são para facilitar o sistema de transporte, adutoras de água, geração e transmissão de energia, passagens de pedestres e tubulações hidráulicas, por exemplo. As fases construtivas dos túneis compõem um estudo prévio, sendo esta a etapa mais importante do projeto, em que o sucesso depende da qualidade dos estudos realizados. Nesse estudo são analisados o melhor traçado, reforço estrutural, emboque (trecho inicial de abertura do túnel) e outras características da obra. Da mesma forma, são avaliadas as condições geológica e geomorfológica da área. São elaborados os projetos e etapas construtivas, com revisões necessárias. São executadas investigações e ensaios para se avaliar as condições do maciço, e, nesse sentido, podemos executar o levantamento geológico detalhado, para definir, por exemplo, os tipos e espessuras de camadas (solo, rocha alterada e rocha sã).



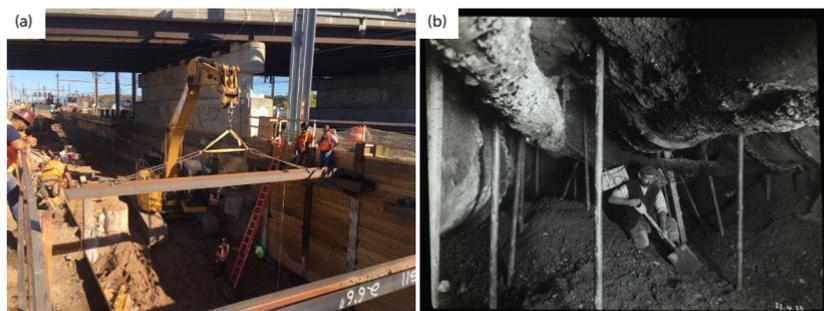
Refleta

Durante a etapa construtiva da obra podem ser feitas revisões e ajustes. Na fase de operação, podem ainda ser feitas revisões nas decisões tomadas na etapa anterior, providenciar ajustes e correções da obra, e o monitoramento e controle da obra em operação. Será que

o dimensionamento de um projeto segue basicamente as mesmas etapas? Será que existem condicionantes que podem definir os métodos a serem utilizados?

A escavação pode ser comum (Figura 4.30 (a)), quando possuímos materiais de primeira categoria ou de fácil escavação. Nesses casos são presentes solos, material decomposto e aluvião. Quando a escavação ocorre em rochas de rigidez intermediária (Figura 4.30 (b)), com diferentes graus de alteração, ou seja, materiais de segunda categoria ou intermediário, a escavação da rocha é por desagregação. São empregados equipamentos de diversos portes (rompedores e tratores com escarificadores, por exemplo). Por fim, quando temos rocha são ou pouco alterada, representados por materiais de terceira categoria – a escavação de rocha é feita por explosivos –, ou como também chamamos de escavação a fogo (Figura 4.30 (c)). Na prática, a escavação a fogo tem sido a mais praticada, sendo bastante comum e mais versátil possível, tendo em vista que sempre é objetivo de qualquer projeto de túneis escavar materiais mais resistentes e de melhor qualidade como as rochas. Os métodos de avanço seguem conforme as seções transversais. Em seções de 15 a 100 m² o avanço na seção ocorre com perfuração mecanizada, o transporte do material escavado é sob pneus. Quanto maior a seção, maior o tempo necessário para a remoção de blocos instáveis. Para a abertura são utilizados jumbos hidráulicos, tanto para a perfuração da frente quanto a colocação de explosivos.

Figura 4.30 | Métodos de escavação em túneis





Fonte: (a) <[https://commons.wikimedia.org/wiki/File:Welding_support_of_excavation_for_the_Tunnel_A_Approach_Structure_west_of_the_39th_St_bridge_\(CH061A_10-20-2017\)_37913458406.jpg](https://commons.wikimedia.org/wiki/File:Welding_support_of_excavation_for_the_Tunnel_A_Approach_Structure_west_of_the_39th_St_bridge_(CH061A_10-20-2017)_37913458406.jpg)>; (b) <[https://commons.wikimedia.org/wiki/File:Preparation_of_the_Tyne_Tunnels\(5997649478\).jpg](https://commons.wikimedia.org/wiki/File:Preparation_of_the_Tyne_Tunnels(5997649478).jpg)>; (c) <https://commons.wikimedia.org/wiki/File:12.11.26_TBM_breaking_out.JPG>; (d) <[https://commons.wikimedia.org/wiki/File:Corps_completes_final_rock_blasting_for_Folsom_Dam_spillway_\(7074956805\).jpg](https://commons.wikimedia.org/wiki/File:Corps_completes_final_rock_blasting_for_Folsom_Dam_spillway_(7074956805).jpg)>. Acesso em: 12 set. 2018.



Assimile

Quando as seções são maiores que 100 m^2 o começo da escavação deve ocorrer em frentes rochosas estáveis e quando o comprimento da seção supera 250 m, o avanço do túnel pode se dar em duas frentes, já que o avanço em uma única frente aumenta os custos em mais de 15 % a 30 %. Se o comprimento for maior que 1 km o aumento de frentes de avanço pode ocorrer mediante acessos independentes. Em casos onde o comprimento é maior que 2 e 3 km, o túnel pode ser dividido em várias seções, com acessos próprios ou ainda a abertura de frentes adicionais, respectivamente.

A escavação pode ser ainda mecanizada, ganhando cada vez mais espaço nos projetos de obras subterrâneas. A maior vantagem em relação a outros métodos é a grande velocidade do avanço e a eliminação do desconforto ambiental devido à detonação. Da mesma forma, no método a fogo a escavação em função do comprimento da seção varia. Em seções de 1-3 km são utilizadas autoperfuratrizes de grande diâmetro ou TBM (*Tunnel Boring Machine*) (Figura 4.30 (d)). Em rochas brandas podem perfurar 30 m/dia sendo capazes de perfurar rochas com resistência superior a 60 MPa. Quando os túneis possuem diâmetros entre 1-10 m em materiais que não precisam de auto sustentação é utilizada a escavação sob couraça (*Shields*). As couraças podem ser de face aberta, apresentando características como a maior simplicidade, avanço com menor velocidade,

maior versatilidade diante dos materiais envolvidos, não sendo viável diante de fluxos de água. Couraça de face fechada escavam automaticamente, sendo mais seguras em terrenos desmornáveis, com alta produtividade, porém com custo de investimento elevado. Além da couraça existe a cravação de revestimento tubular (*pipe-jacking*). Ele evoluiu da cravação manual para a mecanizada, cujo esforço da cravação é resultante da ação de macacos hidráulicos. Podem utilizar revestimento de aço ou concreto de até 3 m de diâmetro. A escavação e remoção do material pode ser feita antes ou após a cravação. Esta técnica é muito indicada para áreas muito edificadas, com densa rede subterrânea, porém apresenta a desvantagem de não poder realizar curvas em sua trajetória. Outro método muito utilizado é chamado de NATM, ou método austríaco, muito indicado para materiais intemperizados ou rochas de baixa resistência, favorecendo a deformação do maciço adjacente ao contorno escavado, não permitindo sua desagregação e perda de coerência. A escavação da seção é arredondada, com aplicação de suporte flexível na parte escavada (exceto no piso), permitindo ainda dimensionar o revestimento final durante a obra. Geralmente, esse revestimento é feito com concreto projetado, podendo ser complementado com cambotas metálicas ou perfis metálicos. Se a seção ficar instável são feitas escavações em etapas. A produtividade desse método depende de alguns fatores como: o comprimento do túnel, a área da seção de escavação, do tipo de maciço e o do número de parcializações necessárias. Independente do método que você irá escolher para um projeto de túnel os condicionantes geológicos devem ser observados.



Pesquise mais

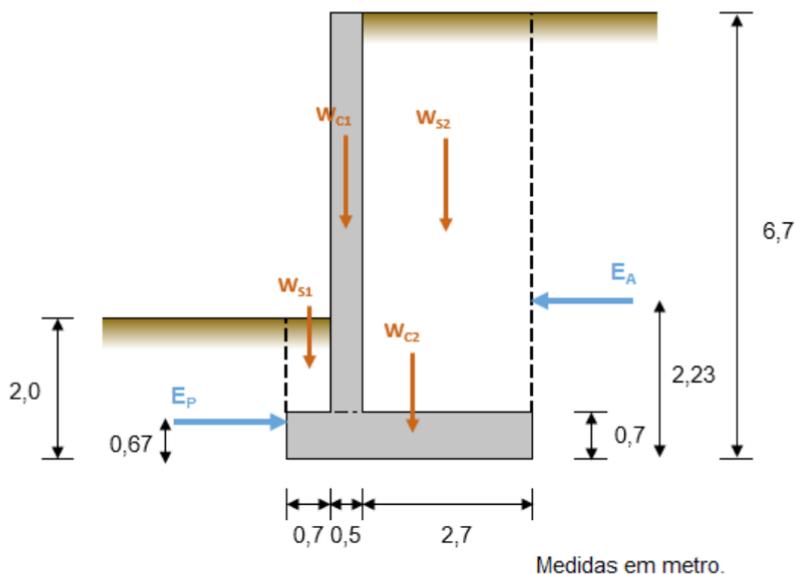
Vamos conhecer um pouco sobre outras técnicas de contenção alternativas e sustentáveis, nos materiais abaixo e além da execução do túnel no Porto Maravilha (RJ), local densamente urbanizado.

- Aproveitamento do pneu na construção civil. Disponível em: <<https://goo.gl/jpdRdF>>. Acesso em: 5 jul. 2018.
- Metodologia Construtiva - Túneis da Operação Urbana Porto Maravilha. Disponível em: <<https://goo.gl/LNYmpP>>. Acesso em: 5 jul. 2018.

Sem medo de errar

Conforme vimos, a empresa necessita verificar as condições de estabilidade do muro gravidade contra o tombamento e o deslizamento, conforme apresentado na Figura 4.31, em que são apresentadas as forças atuantes no muro, ou seja, o empuxo ativo (E_A), o empuxo passivo (E_P) e a força de deslizamento (F).

Figura 4.31 | Forças atuantes no muro



Fonte: elaborada pelo autor.

Vamos inicialmente determinar o coeficiente de empuxo passivo atuante no muro, considerando o ângulo de atrito de 30° , por meio da expressão:

$$K_A = \operatorname{tg}^2\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right) = \operatorname{tg}^2\left(45^\circ - \frac{30^\circ}{2}\right) = \operatorname{tg}^2(30^\circ) = 0,333.$$

Neste caso, o empuxo ativo será dado por:

$$E_A = \frac{1}{2} \gamma \cdot H^2 \cdot K_A = 0,5 \times 18 \times 6,7^2 \times 0,333 = 134,67 \text{ kN/m}.$$

A partir da Figura 4.26 vamos dividir a nossa área de interesse em quatro partes e definiremos a parcela correspondente ao peso (W) a

partir da área e peso específico dos materiais, conforme apresentado na Tabela 4.3. Nela apresentamos os braços (b) dos momentos resistentes e o Momento Resistente ($M = W \times b$) para cada seção. Lembrando que o braço de momento corresponde a distância do ponto de aplicação da força até o eixo de rotação.

Tabela 4.3 | Seções do muro

Seção	Área (m ²)	b (m)	W (kN/m)	M (kNm/m)
S1	0,93	0,35	18 × 0,93 = 16,7	5,85
S2	16,20	2,55	18 × 16,2 = 291,6	743,58
C1	3,00	0,95	23,6 × 3 = 70,8	67,26
C2	2,73	1,95	23,6 × 2,73 = 64,4	125,64
			$\sum W = 443,5$	$\sum M = 942,3$

Fonte: elaborada pelo autor.

Vamos agora determinar o coeficiente de empuxo por meio da expressão: $K_p = \text{tg}^2\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right) = \text{tg}^2\left(45^\circ + \frac{30^\circ}{2}\right) = \text{tg}^2(60^\circ) = 3$.

O empuxo passivo pode então ser obtido por:

$$E_p = \frac{1}{2} \gamma \cdot H^2 \cdot K_p = 0,5 \times 18 \times 2^2 \times 3 = 108 \text{ kN} / \text{m} .$$

Agora podemos calcular o somatório das forças resistentes ($\sum F_R$) e o somatório dos momentos resistentes ($\sum M_R$). As forças resistentes atuam sobre o solo coesivo e os parâmetros fornecidos para o muro. Utilizando a expressão:

$$\sum F_R = S + E_p = \sum W \text{tg} \delta + B \lambda c_2 + E_p = 443,5 \times \text{tg}(16^\circ) + 3,9 \times (0,67) \times 0 + 108 = 235,2 \text{ kN} / \text{m} .$$

Já os momentos resistentes podem ser obtidos pela expressão:

$$\sum M_R = \sum M + E_p \left(\frac{D}{3}\right) = 942,2 + 108 \times \frac{2}{3} = 1014,2 \text{ kN} \cdot \text{m} / \text{m} .$$

Também vamos definir o momento solicitante por meio da

$$\text{expressão: } M_s = E_A \frac{H}{3} = 134,67 \times \left(\frac{6,7}{3}\right) = 300,76 \text{ kN} \cdot \text{m} / \text{m} .$$

Vamos agora verificar a segurança do muro contra o deslizamento $\left(FS_{DESILIZ} = \frac{\sum F_{RES}}{\sum F_{SOLIC}} \geq 1,5 \right)$ e

tombamento $\left(FS_{TOMB} = \frac{M_{RES}}{M_{SOLIC}} \geq 1,5 \right)$. Assim,

$$FS_{DESILIZ} = \frac{\sum F_{RES}}{\sum F_{SOLIC}} = \frac{E_P + S}{E_A} = \frac{235,2}{134,67} = 1,74 \geq 1,5 \quad e$$

$$FS_{TOMB} = \frac{M_{RES}}{M_{SOLIC}} = \frac{1014,2}{300,76} = 3,37 \geq 1,5.$$

A partir dos valores obtidos verificamos que o muro está estável. Vamos agora retirar a parcela do empuxo passivo, de forma a deixar a análise mais conservadora, realizando uma nova verificação. Assim,

$$FS_{DESILIZ} = \frac{\sum F_{RES}}{\sum F_{SOLIC}} = \frac{E_P + S}{E_A} = \frac{339,6 - 108}{134,67} = 1,72 \geq 1,5 \quad e$$

$$FS_{TOMB} = \frac{M_{RES}}{M_{SOLIC}} = \frac{942,3 + 0}{300,76} = 3,13 \geq 1,5.$$

Note que mesmo penalizando as forças que contribuem à segurança do muro ele continua estável. Com este último desafio o seu trabalho como consultor está concluído. Que tal compilar os seus trabalhos profissionais e elaborar um relatório técnico a ser apresentado?

Avançando na prática

Expandindo as instalações

Descrição da situação-problema

Uma empresa projetista foi contratada para expandir um pátio de estacionamento de um centro comercial. A área é muito restrita e por isso será necessário fazer um corte de 3 m de altura e 60 m de comprimento, em um solo argiloso cujos parâmetros obtidos em ensaios foram: γ de 17 kN/m³, γ_s de 26,5 kN/m³, umidade 24%, coesão de 30 kPa e ângulo de

atrito de 13° . A empresa lhe contrata como consultor para este projeto, tendo em vista que o local ficará sujeito a alta pluviosidade e desta forma ela precisa saber a necessidade da contenção com este corte

$$(H_{CR} = \frac{2,67c}{\gamma_{Sat}} \operatorname{tg} \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right), \text{ onde } \gamma_{sat} = \frac{\gamma_s + e\gamma_w}{1+e}), \text{ por meio do}$$

cálculo do Fator de Segurança ($FS \geq 1,5$). O que você sugeriria ao cliente com base nos parâmetros obtidos?

Resolução da situação-problema

Para sabermos se o corte terá ou não necessidade de contenção é necessário que determinemos a altura crítica $H_{CR} = \frac{2,67c}{\gamma_{Sat}} \operatorname{tg} \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right)$

. Primeiramente precisamos obter o γ_{Sat} a partir dos outros índices físicos

$$\text{informados. Assim, } \gamma_d = \frac{\gamma}{1+W} = \frac{17}{1+0,24} = 13,71 \text{ kN/m}^3,$$

$$e = \frac{\gamma_s}{\gamma_d} - 1 = \frac{26,5}{13,71} - 1$$

$$\gamma_{sat} = \frac{\gamma_s + e\gamma_w}{1+e} = \frac{26,5 + 0,93 \times 10}{1+0,93} = 18,55 \text{ kN/m}^3 \text{ e por fim:}$$

$$H_{CR} = \frac{2,67 \times 30}{18,55} \operatorname{tg} \left(45^\circ + \frac{13}{2} \right) = 5,43 \text{ m. Determinando o Fator}$$

$$\text{de Segurança temos que: } FS = \frac{H_{CR}}{H_{corte}} = \frac{5,43}{3,00} = 1,81. \text{ Com base}$$

nos resultados obtidos você pode explicar ao cliente que não haveria necessidade de uma obra de contenção, já que o fator de segurança é 1,81, ou seja superior a 1,5.

Faça valer a pena

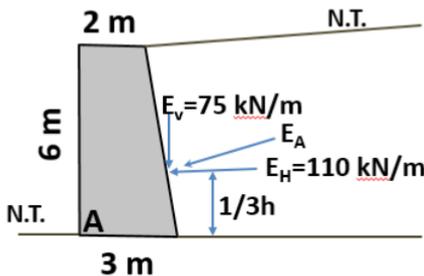
1. Sabendo que os momentos estabilizantes e desestabilizantes em um muro são, respectivamente, 67,5 kN.m/m e 22 kN.m/m, podemos dizer que o Fator de Segurança contra o tombamento é:

Assinale a alternativa correta:

- a) 2,01. d) 0,95.
- b) 3,07. e) 2,35.
- c) 1,45.

2. Considerando a Figura 4.32 podemos dizer que o Fator de Segurança contra o Deslizamento será de:

Figura 4.32 | Muro concreto-gravidade



$\gamma_{\text{muro}} = 25 \text{ kN/m}^3$
Cap. de carga do solo = 400 kN/m^2
Excentricidade = $0,49$
 $\delta = 25^\circ$

Fonte: elaborada pelo autor.

Assinale a alternativa correta:

- a) 3,12. d) 2,01.
- b) 1,75. e) 1,91.
- c) 1,43.

3. Considerando o muro da Figura 4.32 podemos afirmar que o Fator de Segurança contra a ruptura do solo, será dado por:

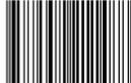
Assinale a alternativa correta:

- a) 3,21. d) 2,05.
- b) 1,80. e) 1,91.
- c) 1,35.

Referências

- BODÓ, B.; JONES, C. **Introdução à mecânica dos solos**. LTC, 2017.
- BRAJA DAS, K. S. **Fundamentos de engenharia geotécnica**. São Paulo: Cengage Learning Learning, 2014.
- BUDHU, M. **Fundações e estruturas de contenção**. Rio de Janeiro: LTC, 2013.
- CAPUTO, P. H. & CAPUTO, A. N.; RODRIGUES, M. de A. R. **Mecânica dos solos e suas aplicações, Volume 1: fundamentos**. 7. ed. Rio de Janeiro: LTC, 2015.
- CRAIG, R. F.; KNAPPETT, J. A. **Mecânica dos solos**. Rio de Janeiro: LTC, 2014.
- GEO-RIO. **Manual técnico de encostas**. Fundação Instituto de Geotécnica do Município do Rio de Janeiro. 2000.
- GERSCOVICH, D. **Livro estabilidade de taludes**. Oficina de Textos, 2016.
- LAMBE, T. W.; WHITMAN, R. V. **Soil mechanics**. Nova Iorque: John Wiley & Sons, 1979
- MARCHETTI, O. **Muros de arrimo**. Ed. Edgar Blücher: São Paulo, 2011.
- RANZINI, S. M. T.; NEGRO, A. Obras de contenção: tipos, métodos construtivos, dificuldades executivas. In: HACHICH, W. et al. (comp.). **Fundações: teoria e prática**. 2. ed. São Paulo: Pini, 1998.
- OLIVEIRA, A. M. S.; BRITO, S. N. A. **Geologia de engenharia**. São Paulo: Ed. ABGE, 2007.
- PINTO, C. S. **Curso básico de mecânica dos solos em 16 Aulas**. São Paulo: Oficina de Textos, 2006.
- SALAS, A. J.; ALPAÑEZ, J. L. J. **Geotecnia y cimientos – Volumen 2**. Madrid: Rueda, 1975.
- TERZAGHI, K.; PECK, R. B. **Soil mechanics in engineering practice**. Nova Iorque: John Wiley and Sons, 1948.
- VARNES, D. J. Landslides types and processes. In: ECKEL, E. B. (ed.). Landslides and Engineering Practice. **Highway Res. Board Special Report**, n. 29, p. 20-47, 1958.
- WESLEY, L. D. **Fundamentals of soil mechanics for sedimentary and residual rocks**. New Jersey: Wiley, 2010.

ISBN 978-85-522-1148-8



9 788552 211488 >