



RESISTÊNCIA AO CISLHAMENTO  
COMPORTAMENTO DE AREIAS E ARGILAS  
EMPUXOS DE TERRA  
MUROS DE ARRIMO  
TALUDES  
BARRAGENS DE TERRA E ENROCAMENTO  
INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA

PROF. PAULO ALBUQUERQUE  
NOTAS DE AULA

Sorocaba  
2003

# SUMÁRIO

<b>1. RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DOS SOLOS.....</b>	<b>1</b>
1.1. Coeficiente de Empuxo em Repouso ( $K_0$ ).....	2
1.2. Tensões num Plano Genérico .....	4
1.3. Critério de Ruptura de Mohr .....	5
1.3.1. Circulo de Mohr .....	6
1.3.2. Determinação das Tensões a partir do pólo.....	7
1.4. Estado de Tensões Efetivas .....	8
1.5. Resistência dos Solos .....	9
1.5.1. Atrito .....	9
1.5.2. Coesão .....	10
1.6. Superfície de Ruptura .....	10
1.7. Ensaio Empregados na Determinação da Resistência dos Solos.....	11
1.7.1. Ensaio de Cisalhamento .....	11
1.7.2. Ensaio Triaxiais.....	13
1.7.3. Ensaio de Compressão Simples .....	15
<b>2. COMPORTAMENTO DE AREIAS E ARGILAS.....</b>	<b>16</b>
2.1. Areias.....	16
2.1.1. Comportamento em Ensaio Triaxial .....	16
2.1.2. Índice de Vazios Crítico: .....	17
2.1.3. Liquefação das areias.....	18
2.1.4. Coesão nas areias.....	19
2.2. Argilas .....	19
2.2.1. Equação da Envoltória .....	20
2.3. Aplicação Prática dos Resultados dos Ensaio .....	21
2.4. Comparação entre Areia $\Leftrightarrow$ Argila .....	23
2.5. Resistência dos solos não drenados .....	23
2.5.1. Análise em termos de tensões totais .....	23
2.5.2. Resistência das argilas nos ensaios CU .....	23
2.6. Trajetória de Tensões .....	24
2.7. Coeficiente de Empuxo K.....	24

<b>3 – EMPUXOS DE TERRA.....</b>	<b>27</b>
3.1. Teoria de Rankine.....	28
3.2. Teoria de Coulomb.....	30
<b>4. ESTRUTURAS DE ARRIMO .....</b>	<b>34</b>
4.1. Tipos de Estrutura de Arrimo .....	39
4.1.1. Muros de Gravidade .....	39
4.1.2. Muros de Gravidade Aliviados.....	39
4.1.3. Muros de Flexão.....	39
4.1.4. Cortinas de Estacas-Prancha .....	40
4.1.5. Paredes de Estacas Metálicas com Pranchões de Madeira.....	40
4.1.6. Muro de Gabião.....	41
4.1.7. Paredes de Diafragma .....	42
4.1.8. Paredes de Estacas Justapostas .....	44
4.1.9. Paredes de Estacas Secantes .....	44
4.1.10. “CRIB WALLS” .....	45
4.2. Verificações de Estabilidade dos Muros de Arrimo .....	45
4.2.1. Deslizamento.....	45
4.2.2. Tombamento.....	46
4.2.3. Capacidade de Carga da Fundação.....	46
<b>5. TALUDES.....</b>	<b>52</b>
5.1. Taludes Naturais.....	52
5.2. Taludes Artificiais.....	52
5.3. Estabilidade de Taludes .....	52
5.4. Tipos e Causas de Escorregamentos.....	53
5.5. Terminologia Empregada .....	55
5.6. Fatores que Afetam a Análise de Estabilidade de um Talude .....	56
5.7. Coeficiente de Segurança .....	57
5.8. Métodos de Análise de Estabilidade.....	59
5.8.1. Método do Talude Infinito.....	59
5.8.2. Método de Culmann .....	62
5.8.3. Método de Taylor.....	65
5.8.4. Método de Fellenius .....	68
5.8.4. Método de Bishop Simplificado .....	71

5.8.5. Método das Cunhas .....	75
<b>6. BARRAGENS DE TERRA E ENROCAMENTO .....</b>	<b>80</b>
6.1. Tipos de Fundamentais Barragens .....	81
6.2. Escolha do Local e do tipo de Barragem.....	82
6.2.1. Escolha do Local.....	82
6.2.2. Escolha do Tipo .....	83
6.3. Investigações Geológico-Geotécnicas .....	84
6.3.1. Investigação da Fundação .....	84
6.3.2. Investigação dos Materiais de Construção .....	85
6.3.3. Aterros Experimentais.....	85
6.4. Elementos Principais das Barragens.....	85
6.5. Análises de Estabilidade.....	88
6.5.1. Período Construtivo .....	88
6.5.2. Período de Funcionamento .....	88
6.6. Análises de Percolação.....	89
6.7. Análise de Tensões e Deformações.....	89
6.8. Instrumentação .....	90
<b>7. INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA.....</b>	<b>91</b>
7.1. Informações que se buscam em um programa de prospecção.....	91
7.2. Coeficientes de Segurança .....	91
7.3. Tipos de Prospecção Geotécnica.....	92
7.3.1. Processos Indiretos.....	92
7.3.2. Processos Semi-Diretos .....	92
7.3.3. Processos Diretos .....	92
7.3.3.1. Poços.....	92
7.3.3.2. Trincheiras .....	93
7.3.3.3. Sondagens a Trado.....	93
7.3.3.4. Sondagens de Simples Reconhecimento (SPT) e (SPT-T).....	93
7.3.3.5. Sondagens Rotativas .....	96
7.3.3.6. Sondagens Mistas.....	96
7.4. Prospecção Geofísica .....	96
7.4.1. Resistividade Elétrica.....	96
7.4.2. Sísmica de Refração .....	97

7.5. Métodos Semi-diretos.....	97
7.5.1. Vane Test .....	97
7.5.2. Ensaio de Penetração Estática do Cone . (CPT) .....	98
7.5.3. Ensaio Pressiométrico .....	100
<b>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....</b>	<b>101</b>

# 1. RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DOS SOLOS

O fenômeno de ruptura dos solos são aquelas que envolvem o equilíbrio das forças atuantes num maciço de terra, onde se levam em conta o seu peso próprio e eventualmente as forças de inércias originadas por sismos e vibrações, tem como oposição a essas forças, aquelas resistências intrínsecas do maciço. As estruturas decorrentes desse fenômeno de ruptura são:

- Estabilidade de taludes de terra;
- Os empuxos passivos e ativos sobre muros de arrimo;
- Placas de ancoragem ou paramentos que agem sobre o solo;
- Capacidade de carga de fundações em geral (rasa ou profunda).

Destes se destacam os mais importantes e que serão tema desta disciplina: estabilidade de taludes, empuxos em muros de arrimo e capacidade de carga de fundações (Figura 1.1).

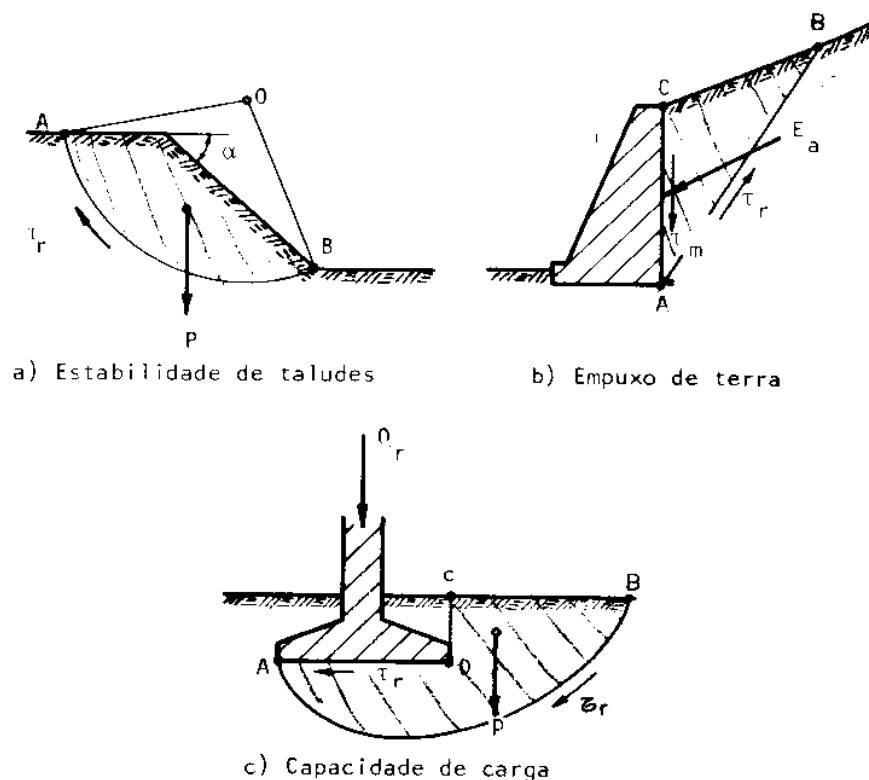


Figura 1.1 – Fenômenos de ruptura.

### 1.1. COEFICIENTE DE EMPUXO EM REPOUSO ( $K_0$ )

No curso de Mecânica dos Solos, foram vistos os conceitos de tensões no solo e o cálculo das tensões verticais, em uma posição qualquer no interior de um subsolo, com superfície horizontal.

Assim como se definiram as tensões num plano horizontal, elas poderiam ser consideradas em qualquer outro plano no interior do maciço. Sendo estas as tensões nos planos verticais. Nestes também não ocorrem tensões de cisalhamento, devido à simetria. As tensões principais são indicadas na Figura 1.2.

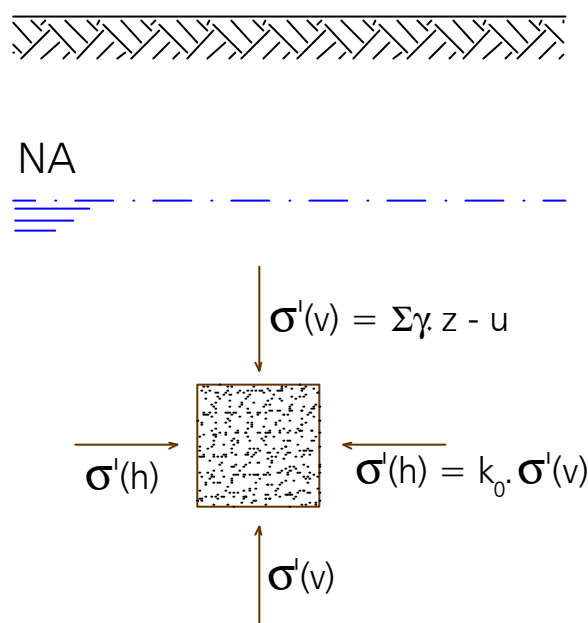


Figura 1.2 – Tensões atuantes em maciço.

A tensão normal ao plano vertical depende da constituição do solo e do histórico de tensões a que ele teve submetido anteriormente. Normalmente ele é referido à tensão vertical, como sendo a relação entre a tensão horizontal efetiva e a tensão vertical efetiva denominada de coeficiente de empuxo em repouso ( $k_0$ ). O valor de  $k_0$  é menor que uma unidade, sendo entre 0,4 a 0,5 para areias e 0,5 a 0,7 para as argilas. Alguns autores propuseram equações para o cálculo, como é mostrado a seguir. No Quadro 1.1, são apresentados alguns valores obtidos em laboratório. É importante observar que o  $k_0$  depende do ângulo de atrito interno efetivo do solo ( $\phi'$ ).

$k_0 = \frac{\sigma_h}{\sigma_v}$  Para areias e argilas normalmente adensadas pode-se utilizar as seguintes expressões:

$$\text{Jaky} \rightarrow k_0 = 1 - \text{sen } \boldsymbol{f}$$

$$\text{Frazer} \rightarrow k_0 = 0,9 (1 - \text{sen } \boldsymbol{f})$$

$$\text{Kezdi} \rightarrow k_0 = (1 - \text{sen } \boldsymbol{f}) \frac{1 - \text{sen } \boldsymbol{f}}{1 + \text{sen } \boldsymbol{f}}$$

$$\text{Brooker} \rightarrow k_0 = (0,95 - \text{sen } \boldsymbol{f})$$

O Quadro 1.1 fornece valores de  $k_0$  para alguns tipos de solos.

Quadro 1.1 – Valores de  $k_0$  em função do tipo de solo.

Tipo de Solo	$k_0$
Areia compacta (e=0,60)	0,49
Areia média (e=0,70)	0,52
Areia fofa (e=0,88)	0,64
Areia fofa saturada	0,46
Areia compacta saturada	0,36
Argila residual compacta	0,42
Argila mole, orgânica, indeformada	0,57
Argila marinha, indeformada	0,48
Argila sensível	0,52
Argilas	0,60 a 0,80
Areias não compactas	0,40 a 0,50
Areia compactas por camadas	0,80

Para as argilas sobre-adensadas, o atrito entre as partículas age no sentido de impedir o alívio da tensão horizontal quando as tensões verticais são reduzidas. Desta maneira, o coeficiente de empuxo em repouso é tanto maior quanto maior for a razão de sobre-adensamento (RSA ou OCR), podendo ser superior a 1. Diversos autores estenderam a equação de Jaki.

$$k_0 = (1 - \text{sen } \boldsymbol{f})(RSA)^{\text{sen } \boldsymbol{f}}$$



Sendo  $\phi'$  geralmente próximo de  $30^\circ$ , é muito comum que o valor de  $k_0$  seja estimado pela equação:

$$k_0 = 0,5(RSA)^{0,5}$$

É importante citar que as fórmulas empíricas se aplicam a solos sedimentares e que para solos residuais e de transformação, o valor de  $k_0$  é de avaliação, pois as tensões horizontais desses solos dependem das tensões originais da rocha e do processo evolutivo que sofreram.

## 1.2. TENSÕES NUM PLANO GENÉRICO

Num plano genérico no interior do subsolo, a tensão atuante não é necessariamente normal ao plano. Para efeito de análises, ela pode se decomposta numa componente normal e outra paralela ao plano, como é apresentado na Figura 1.3.

A componente Normal é chamada de tensão normal ( $\sigma$ ) e a componente tangencial de tensão de cisalhamento ( $\tau$ ), embora elas não sejam tensões que possam atuar separadamente.

- tensão normal ( $\sigma$ ) → consideradas positivas quando compressão
- tensão de cisalhamento ( $\tau$ ) → consideradas positivas quando no sentido anti-horário
- ângulos → consideradas positivas quando no sentido anti-horário

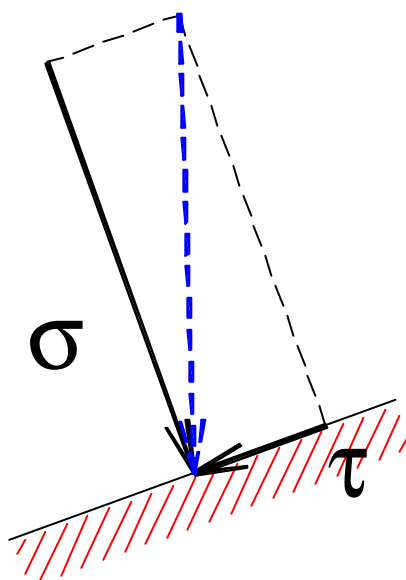


Figura 1.3 – Componentes atuantes em um plano.

Em qualquer ponto do solo, a tensão atuante e sua aplicação em relação à normal ao plano (tensões normal e cisalhamento) variam conforme o plano considerado. Demonstra-se que sempre existem três planos em que a tensão atuante é normal ao próprio plano, não

existindo a componente de cisalhamento. Demonstra-se, ainda, que estes planos em qualquer situação, são ortogonais entre si. Estes planos recebem o nome de planos de tensão principal ou plano principais, e as tensões neles atuantes são chamadas das tensões principais. A maior delas é a tensão principal maior ( $\sigma_1$ ), a menor é a tensão principal menor ( $\sigma_3$ ).

Nos problemas de Engenharia de Solos, envolvendo a resistência dos solos, interessam  $\sigma_1$  e  $\sigma_3$ , pois a resistência depende da tensão de cisalhamento e estas, como se verá, são frutos das diferenças entre as tensões principais e a maior diferença ocorre quando estas são  $\sigma_1$  e  $\sigma_3$ .

No estado plano de deformações, conhecendo-se os planos e as tensões principais num ponto, pode-se determinar as tensões em qualquer plano passando por este ponto. Este cálculo pode ser feito pelas equações de equilíbrio dos esforços aplicadas a um prisma triangular definido pelos dois planos principais e o plano considerado. Destas equações, obtêm-se as seguintes expressões que indicam a tensão normal ( $\sigma$ ), e a tensão cisalhante ( $\tau$ ), em função das tensões atuantes nos planos  $\sigma_1$  e  $\sigma_3$  e do ângulo  $\alpha$  que o plano considerado determina com o plano principal maior.

$$s_a = \frac{s_1 + s_3}{2} + \frac{s_1 - s_3}{2} \cos(2\alpha) \quad \text{e} \quad t_a = \frac{s_1 - s_3}{2} \sin(2\alpha)$$

### 1.3. CRITÉRIO DE RUPTURA DE MOHR

Pelo visto anteriormente, pode-se afirmar que em maciços ou corpos de prova há uma ruptura em um ponto P genérico, quando num plano qualquer, passando por esse ponto, a tensão de cisalhamento atuante igualasse a resistência ao cisalhamento intrínseco do material. A ruptura generalizada seria aquela em que todos os pontos de um maciço generalizado, se estabelecesse a condição acima referida. Na Figura 1.4, um valor de Q poder-se-ia perceber ruptura localizada nos pontos A e B; crescendo este valor a condição de ruptura poderia se propagar por toda a zona hachurada, mas haverá um valor limite de Q, onde a ruptura atingirá uma ampla zona do semi-espaco carregado.

A experiência mostra, que a resistência ao cisalhamento dos solos, ao longo de um plano. É função da pressão normal atuante sobre esse plano, de forma que a definição de ruptura acima estabelecida necessita de uma complementação; isto é, um critério que caracterize o fenômeno em questão.

Na mecânica dos solos adotou-se que: “há ruptura num determinado ponto quando, ao longo de uma superfície passando por esse ponto, a tensão de cisalhamento iguala a resistência tensão intrínseca de cisalhamento do material, a qual é função da pressão normal atuante, num ponto, sobre o plano em questão”.

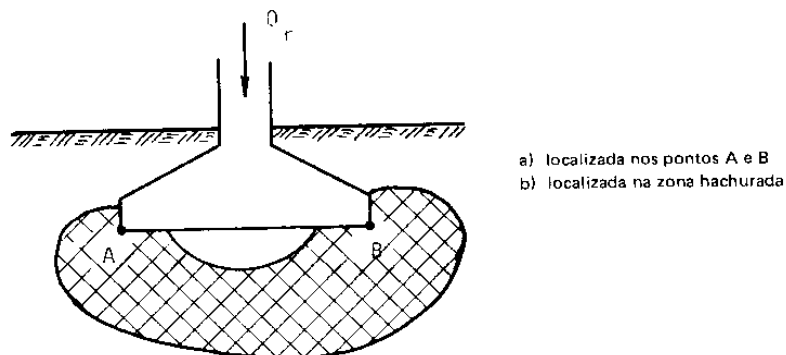


Figura 1.4 – Regiões de ruptura em sapata.

### 1.3.1. CÍRCULO DE MOHR

O estado de tensões atuante em todos os planos passando por um ponto pode ser representado graficamente num sistema de coordenadas em que as abscissas são as tensões normais e as ordenadas são as tensões cisalhantes. O círculo de Mohr é facilmente construído quando são conhecidas as duas tensões principais (como  $\sigma_v$  e  $\sigma_h$  num terreno de superfície horizontal) ou as tensões normais e de cisalhamento em dois planos quaisquer (desde que nestes dois planos as tensões normais não sejam iguais, o que tornariam o problema indefinido) (Figura 1.5).

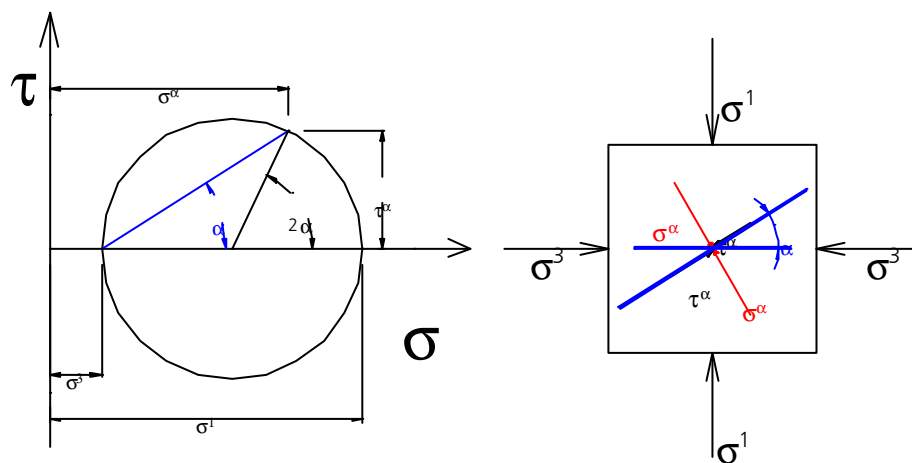


Figura 1.5 - Círculo de Mohr.

Identificado um plano pelo ângulo  $\alpha$  que forma com o plano principal maior, as componentes da tensão atuante neste plano são determinadas pela intersecção da reta que passa pelo centro do círculo e forma um ângulo  $2\alpha$  com o eixo das abscissas.

Da análise do círculo de Mohr, diversas conclusões podem ser obtidas:

- a) a máxima tensão de cisalhamento em módulo ocorre em planos que formam  $45^\circ$  com os planos principais;
- b) as máximas tensões de cisalhamento em planos ortogonais são numericamente iguais, mas de sinal contrário  $(\sigma_1 + \sigma_3) / 2$ ;
- c) as tensões de cisalhamento em planos ortogonais são numericamente iguais, mas de sinal contrário;
- d) em dois planos formando o mesmo ângulo com o plano principal maior, com sentido contrário, ocorrem tensões normais iguais e tensões de cisalhamento numericamente iguais, mas de sentido contrário;

### 1.3.2. DETERMINAÇÃO DAS TENSÕES A PARTIR DO PÓLO

Consideremos o estado de tensões no elemento indicado na Figura 1.6, onde se conhecem as tensões normais e de cisalhamento em dois planos que não coincidem com o horizontal e o vertical. Com estes dados, é possível representar o círculo de Mohr correspondente. Se pelo ponto indicativo do estado de tensões no plano  $\alpha$  (ponto A) se passar uma reta paralela à direção do plano, esta reta intercepta o círculo no ponto P. Por outro lado, se pelo ponto representativo do estado de tensões no plano  $\beta$  (ponto B) se passar uma reta paralela à direção deste plano, esta reta também interceptará o círculo no ponto P. Este ponto P será denominado POLO.

A característica do pólo é que uma reta partindo dele com uma determinada inclinação interceptará o círculo de Mohr num ponto que indica as tensões num plano paralelo a esta reta. Na Figura 1.6, a reta PC determina o ponto C, que indica as tensões no plano  $\gamma$ . Por outro lado, se ligar o pólo ao ponto indicativo da tensão principal maior (ponto M), tem-se a direção do plano principal maior. Por sinal, é porque os ângulos ANM e APM são ângulos inscritos e compreendem o mesmo arco AM que se demonstra que o ponto P tem a propriedade que se descreveu. É importante a consideração do sinal da tensão de cisalhamento.

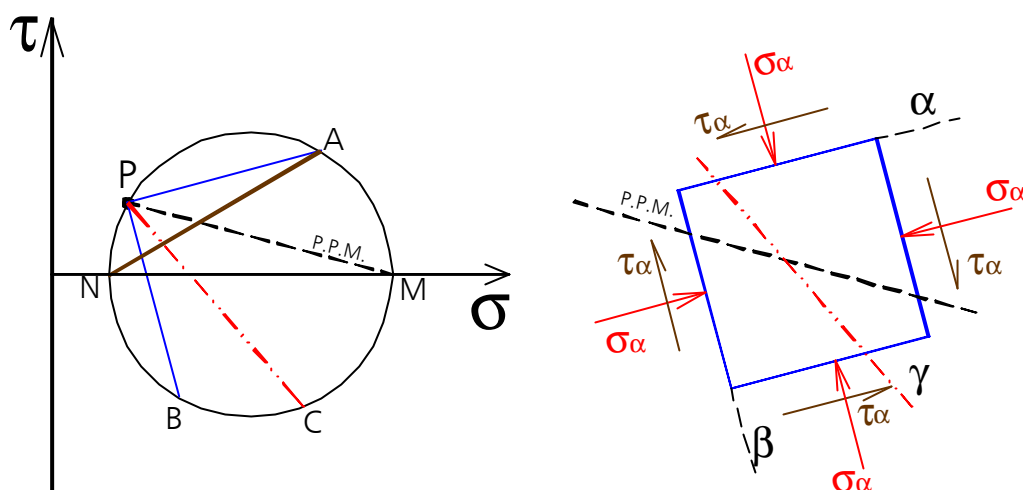


Figura 1.6 - Exemplo da posição do Pólo no círculo de Mohr.

#### 1.4. ESTADO DE TENSÕES EFETIVAS

O estado de tensões efetivas pode ser determinado tanto em termos de tensões totais como efetivas. Considerando as tensões principais  $\sigma_1$  e  $\sigma_3$  e a pressão neutra,  $u$ , num solo, os dois círculos indicados na Figura 1.7 podem ser construídos. Dois pontos fundamentais, ilustrados por esta figura são:

- O círculo de tensões efetivas se situa deslocado para esquerda, em relação ao círculo de tensões totais, de um valor igual à pressão neutra;
- As tensões de cisalhamento em qualquer plano são independentes da pressão neutra, pois a água não transmite esforços de cisalhamento.

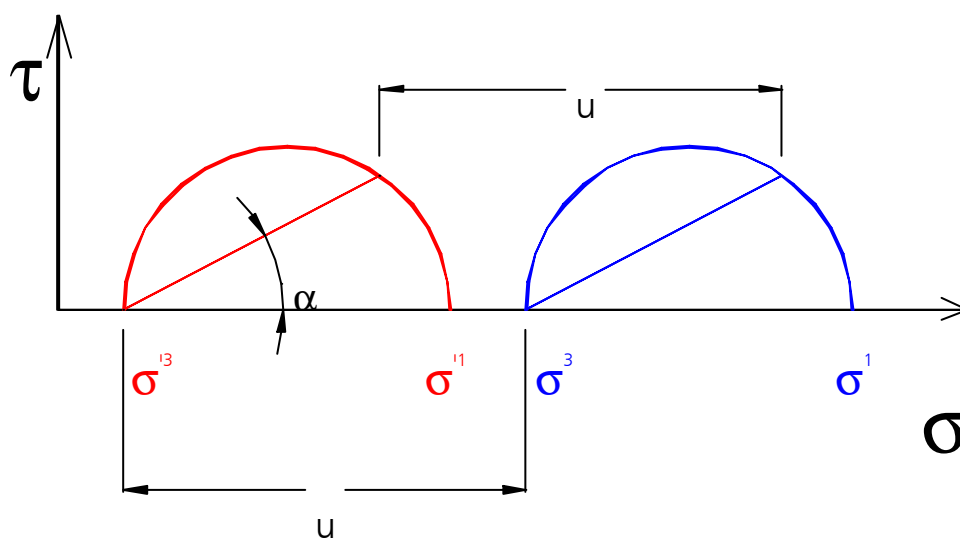


Figura 1.7 - Círculo de Mohr de tensões totais e efetivas.

## 1.5. RESISTÊNCIA DOS SOLOS

A ruptura dos solos é quase sempre um fenômeno de cisalhamento. Isto acontece, por exemplo, quando uma sapata de fundação é carregada até a ruptura ou quando acontece um escorregamento de talude. A resistência ao cisalhamento de um solo pode ser definida como a máxima tensão de cisalhamento que o solo pode suportar sem sofrer ruptura, ou a tensão de cisalhamento do solo no plano em que a ruptura estiver ocorrida. Analisa-se a seguir os fenômenos de atrito e coesão que ocorrem nos solos.

### 1.5.1. ATRITO

A resistência por atrito entre partículas pode ser simplificada demonstrada por analogia com o problema de deslizamento de um corpo sobre uma superfície plana horizontal (Figura 1.8). Sendo  $N$  a força vertical transmitida pelo corpo, a força horizontal  $T$  necessária para fazer o corpo deslizar deve ser superior a  $f.N$ , sendo  $f$  o coeficiente de atrito entre os dois materiais. Existe, portanto, proporcionalidade entre a força tangencial e a força normal. Esta relação pode ser escrita da seguinte maneira:

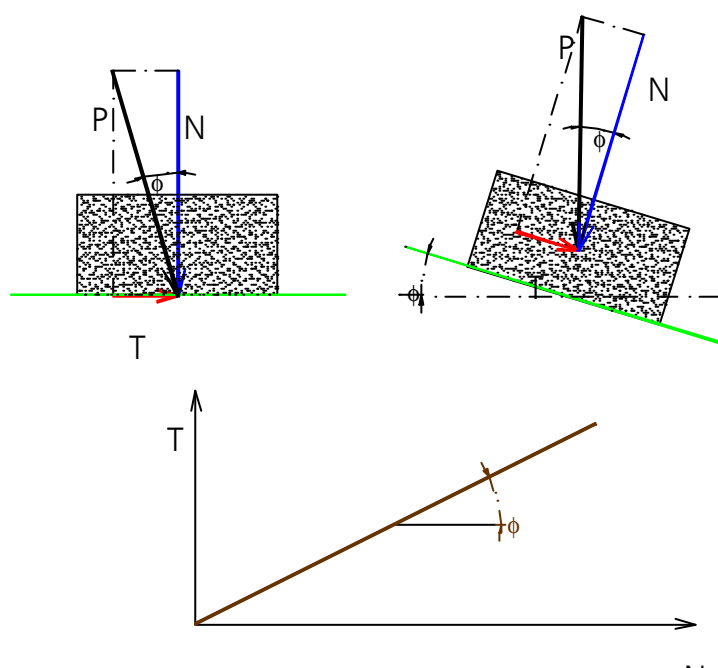


Figura 1.8 - Fenômeno de atrito.

$$T = N \cdot \operatorname{tg} \phi$$

Sendo  $\phi$  o ângulo de atrito, ângulo formado pela resultante das duas forças com a normal.

O fenômeno de atrito nos solos se diferencia do fenômeno de atrito entre dois corpos porque o deslocamento e faz envolvendo um grande número de grãos, podendo eles deslizar entre si ou rolarem uns sobre os outros, acomodando-se em vazios que encontrem no percurso. A diferença entre as forças transmitidas em areia e argilas se dá porque entre os grãos de areia, as forças são suficientes para expulsar a água da superfície, de forma que os contatos ocorrem somente entre os minerais. Ao contrário do que ocorre nas argilas onde o número de partículas é muito maior, sendo a força transmitida em um único contato é extremamente reduzida. Nesta situação as forças não são suficientes para expulsar as moléculas de água, o que é responsável pelo adensamento secundário das argilas, provocando então uma dependência da sua resistência em função da velocidade do carregamento a que estão submetidas.

#### 1.5.2. COESÃO

A resistência ao cisalhamento dos solos é essencialmente devido ao atrito entre as partículas. Entretanto, a atração química entre estas partículas pode provocar uma resistência independente da tensão normal atuante no plano que constitui uma coesão real, como se uma cola tivesse sido aplicada entre os dois corpos.

A coesão real é diferente da coesão parente. Esta é uma parcela da resistência de solos úmidos, não saturados, devida à tensão entre as partículas resultante da pressão capilar da água. Na realidade é um fenômeno de atrito, saturando o solo esta parcela resistente desaparece. É mais visível nas areias, onde pode-se exemplificar as esculturas em areias de praia.

#### 1.6. SUPERFÍCIE DE RUPTURA

É possível estimar de maneira analítica, a inclinação da superfície de ruptura ( $\alpha$ ) em uma amostra de solo (Figura 1.9). Para isso é necessário o valor do ângulo de atrito.

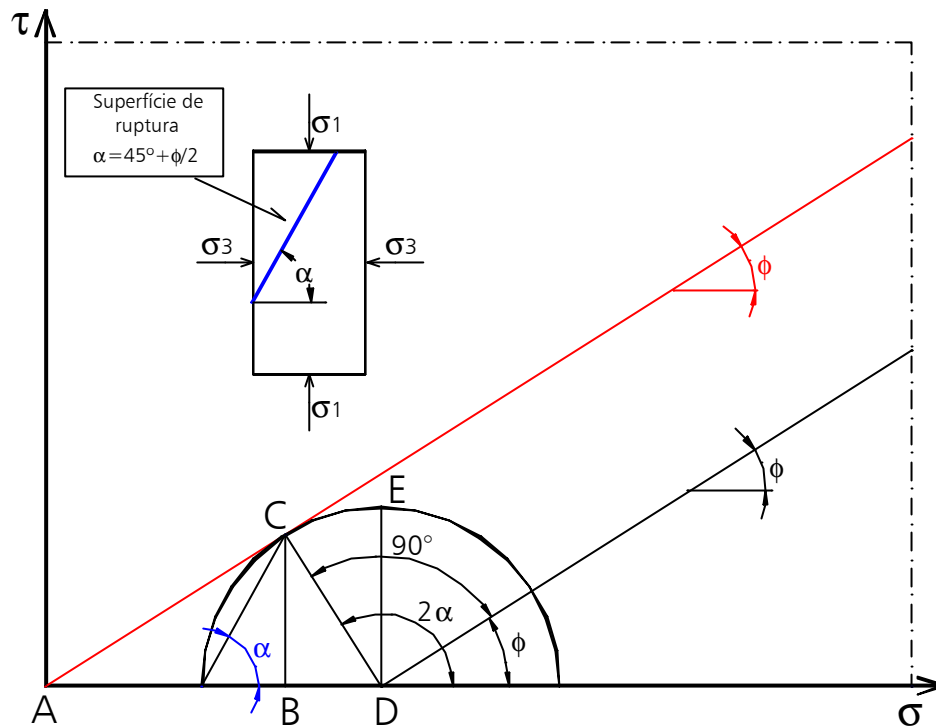


Figura 1.9 – Determinação da superfície de ruptura.

## 1.7. ENSAIOS EMPREGADOS NA DETERMINAÇÃO DA RESISTÊNCIA DOS SOLOS

A mecânica dos solos utiliza dois tipos diferentes de ensaios para a determinação da envoltória de resistência dos solos: ensaio de cisalhamento e triaxiais. O ensaio de compressão simples também é apresentado neste item, somente para conhecimento, pois não é aconselhado na determinação desses parâmetros.

### 1.7.1. ENSAIO DE CISALHAMENTO

É um dos processos de laboratório mais antigos usado para determinação dos parâmetros  $c$  (coesão) e  $\phi$  (ângulo de atrito) e conseqüentemente a envoltória de resistência do solo.

O ensaio consiste no deslizamento de uma metade do corpo de prova do solo em relação à outra, determinando assim para cada tensão normal ( $\sigma$ ) à superfície do deslizamento, o esforço do valor cortante ( $\tau$ ) necessário para provocar a deformação contínua até a ruptura. O ensaio é executado mantendo-se constante a tensão vertical ( $\sigma$ ) e pode ser executado em três modalidades: ensaio rápido, ensaio adensado-rápido e ensaio lento. Em todos é possível medir a variação de volume do corpo de prova, através das deformações verticais. Realizando-se ensaios com diversas tensões normais, obtém-se a envoltória de



resistência. O ensaio não permite a determinação de parâmetros de deformabilidade do solo, nem mesmo do módulo de seu cisalhamento ( $G$ ), pois não se conhece a sua distorção.

Sua drenagem é difícil controlar, pois não tem como impedi-la. Quando é executado em areia é feito de maneira que se dissipem as pressões neutras, os resultados são considerados como em tensão efetiva. Para as argilas, pode-se realizar ensaios lentos (drenados) ou não drenado, para isso o carregamento, deve ser muito rápido, de forma que impossibilite a saída de água (Figuras 1.10 e 1.11).

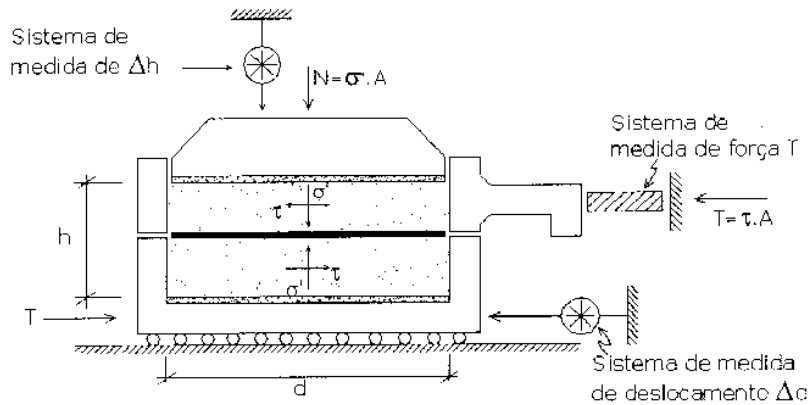


Figura 1.10 – Esquema de carregamento do ensaio de cisalhamento.

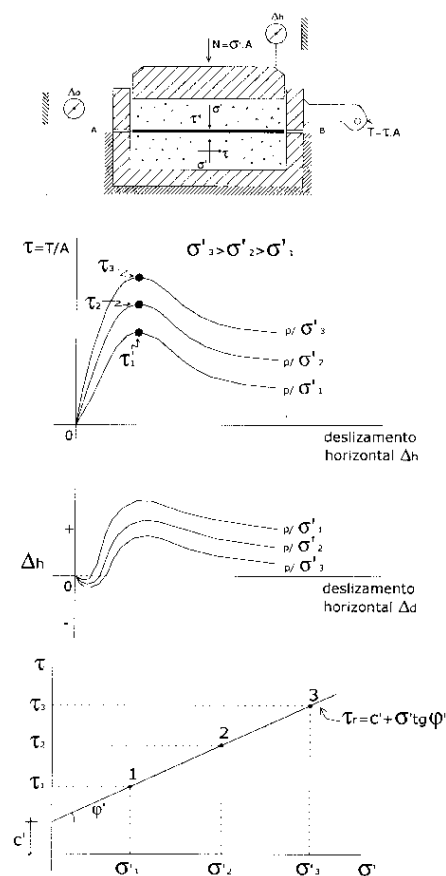


Figura 1.11 – Gráficos obtidos no ensaio.

### 1.7.2. ENSAIOS TRIAXIAIS

Este é o mais indicado para a determinação da resistência ao cisalhamento do solo, onde um corpo de prova de forma cilíndrica é submetido a uma tensão confinante ( $\sigma_3$ ), que atua em toda a superfície. A seguir é aplicada a tensão axial ( $\sigma_1$ ), que é aumentada até a ruptura do corpo de prova.

A tensão confinante é aplicada dentro de uma câmara, através de água que envolve o corpo de prova que por sua vez é protegido por uma membrana impermeável (látex). As tensões axiais ( $\sigma_1 - \sigma_3$ ) são transmitidas pelo pistão apoiado no cabeçote colocado no topo do corpo de prova. São colocadas pedras porosas no topo e na base do corpo de prova; esses cabeçotes são perfurados e ligados ao exterior da câmara de confinamento por tubos e registros (Figuras 1.12 e 1.13). Pode-se realizar ensaios com ou sem drenagem do corpo de prova desde que os registros sejam mantidos fechados ou abertos. Essa condição permite que se dissipe ou não as pressões neutras desenvolvidas no interior do corpo de prova. Quando não dissipadas as pressões neutras podem ser medidas, conectando-se aos tubos de drenagem dispositivos especiais para a leitura dessas pressões. Nesse ensaio também podem ser feitas determinações de variações de volume do corpo de prova, através de conexões que medem a tensão confinante.

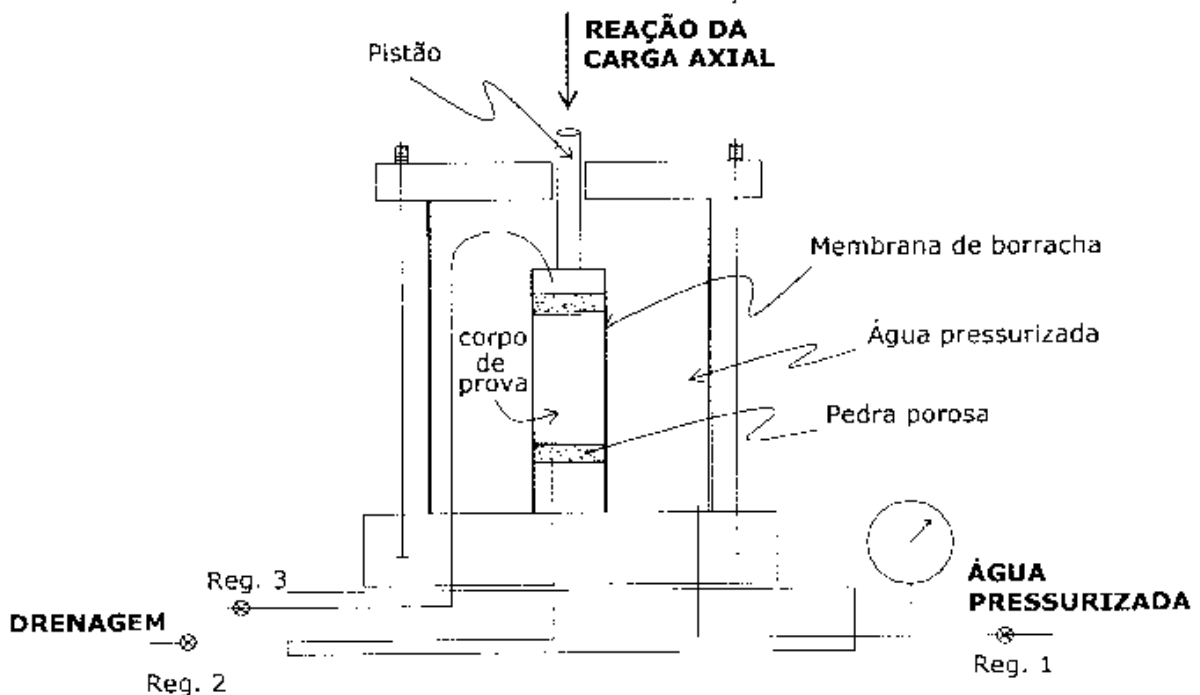


Figura 1.12 – Câmara Triaxial (Belincanta & Ferraz, 1992).

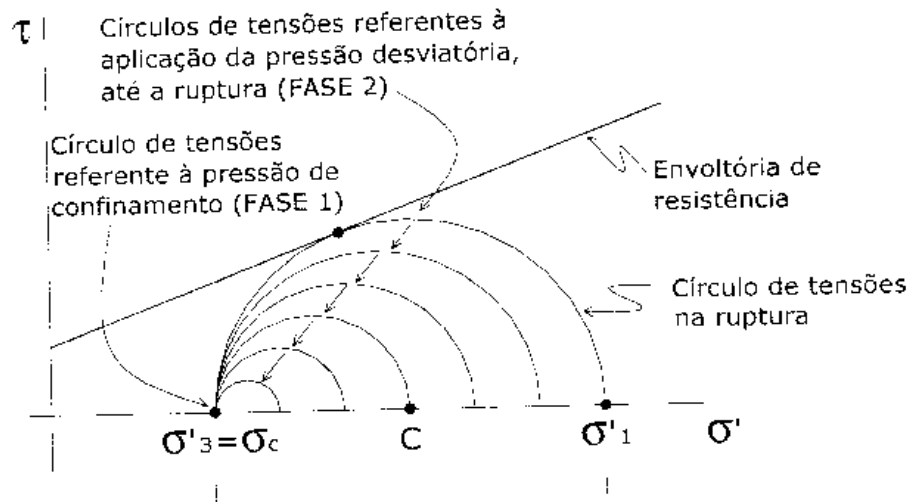


Figura 1.13 – Envoltórias obtidas na realização do ensaio (Belincanta & Ferraz, 1992).

Existem várias maneiras de se proceder a um ensaio, dentre elas pode-se citar:

- Ensaio Lento ou Adensado Drenado (CD) → Há drenagem permanente do corpo de prova. Aplica-se a tensão confinante e espera-se que o corpo de prova adense. A seguir, a tensão axial é aumentada lentamente (para que a água sob pressão possa percolar para fora do corpo de prova), até a ruptura. Desta forma, a pressão neutra durante o carregamento permanece praticamente nula e as tensões totais médias são também chamadas de efetivas.
- Ensaio Adensado Rápido ou Adensado Não –Drenado (CU) → Este ensaio permite-se à drenagem do corpo de prova, somente sob a ação da tensão confinante. Aplica-se a tensão confinante e espera-se que o corpo de prova adense. A seguir fecham-se os registros de drenagem e a tensão axial é aumentada até a ruptura, sem que se altere a umidade do corpo de prova. As tensões medidas neste ensaio são totais e poder-se-á ter as tensões efetivas, se forem feitas medidas de pressões neutras após o adensamento inicial.
- Ensaio Rápido ou Não-Adensado Não –Drenado (CU) → Neste ensaio, o corpo de prova é submetido à tensão confinante e ao carregamento axial até a ruptura sem qualquer drenagem. O teor de umidade do corpo de prova permanece constante e as tensões medidas são tensões totais. Poder-se-á ter as tensões efetivas se forem feitas medidas de pressões neutras, durante todo o ensaio.

### 1.7.3. ENSAIO DE COMPRESSÃO SIMPLES

Determinados tipos de solos, como por exemplo, as areias compactas e argilas pré-adensadas apresentam certa resistência mesmo quando não estiverem submetidas à tensão externa. Este ensaio equivale-se a um ensaio triaxial do tipo rápido, onde não se aplica a tensão confinante. Desta maneira o círculo de Mohr é o de pressões totais, parte da origem das coordenadas e o seu diâmetro é dado pela tensão axial máxima ( $\sigma_1$ ) na curva tensão x deformação do ensaio. Essa tensão máxima é chamada de resistência à Compressão Simples.

## 2. COMPORTAMENTO DE AREIAS E ARGILAS

### 2.1. AREIAS

O comportamento das areias é ditado basicamente pelo contato entre os grãos dos minerais, cujo diâmetro seja superior a 0,05mm. Como as areias são muito permeáveis, quando submetidas ao carregamento há tempo para que as pressões neutras se dissipem. Suas fontes de resistência: atrito por deslizamento; atrito por rolamento e arranjo estrutural.

#### 2.1.1. COMPORTAMENTO EM ENSAIO TRIAXIAL

Como as areias são bastante permeáveis, de uma maneira geral não existem problemas com pressão neutra. Por esta razão a resistência das areias é geralmente investigada por meio de ensaios CD.

A resistência da areia seca é praticamente igual quando saturada (melhor), portanto o  $c_p$  pode estar nas duas condições. Resultados de ensaios realizados são apresentados a seguir.

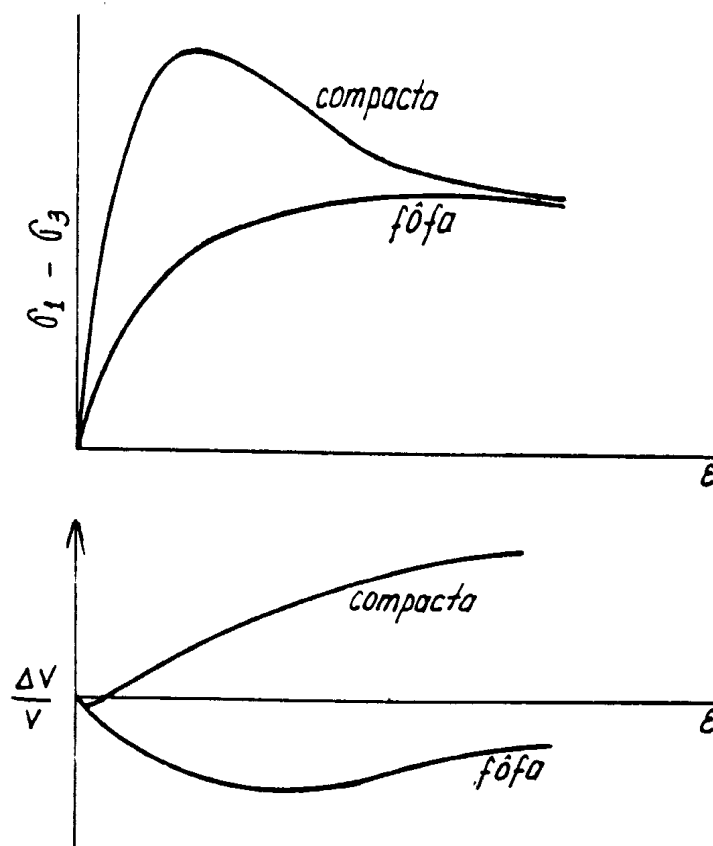


Figura 2.1 – Comportamento das areias em ensaio triaxial.

2.1.2. ÍNDICE DE VAZIOS CRÍTICO:

É aquele que corresponde a um estado inicial de compactidade que não apresenta variação de volume independente da tensão confinante.

Existe um índice de vazios no qual o corpo de prova não apresenta diminuição nem aumento de volume por ocasião da ruptura, este é conhecido como índice de *vazios críticos* (Figura 2.2).

Uma areia diminui de volume quando carregada axialmente, mas se dilata quando se encontra no estado compacto (Figura 2.3).

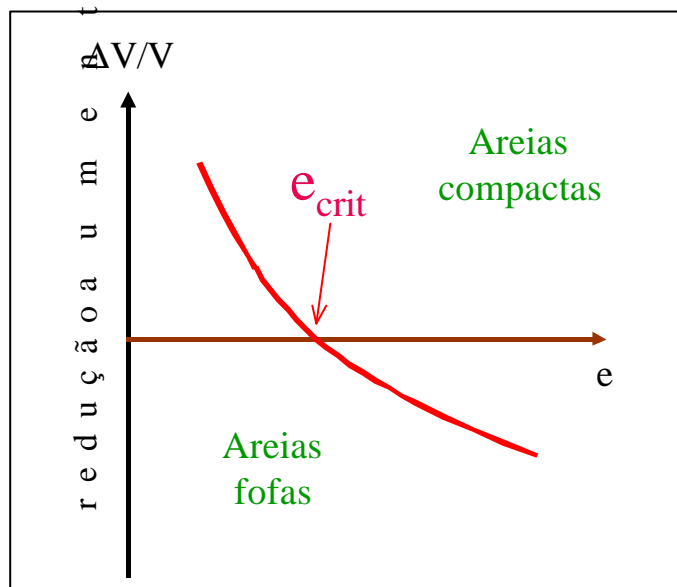


Figura 2.2 – Variação do índice de vazios de acordo com a variação de volume.

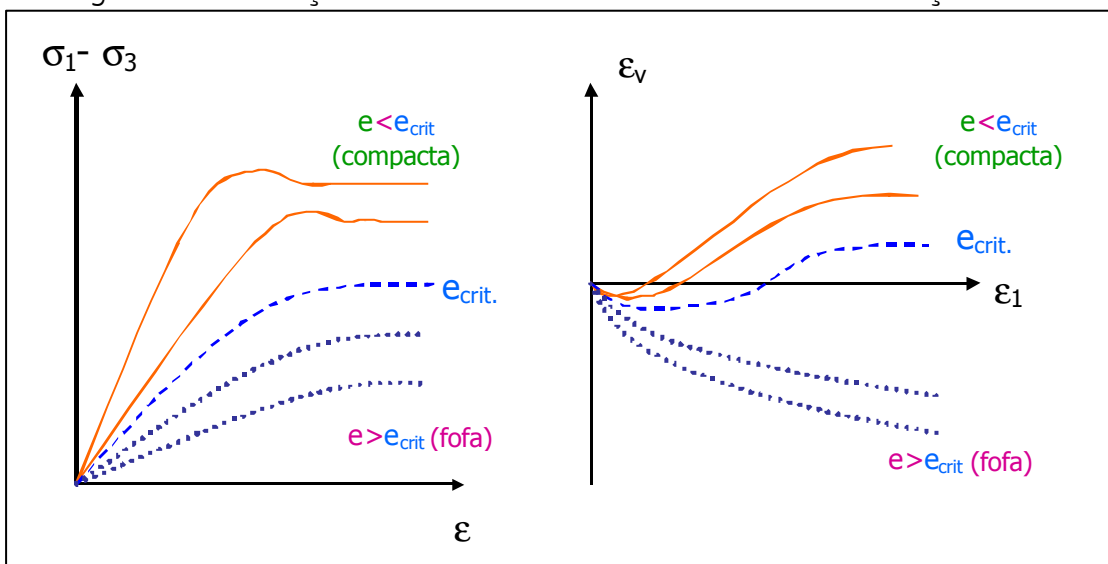


Figura 2.3 - Comportamento Tensão x Deformação

\*  $\sigma' = \sigma_{crit}$ . → Quando na ruptura a deformação volumétrica é zero, para uma mesma tensão confinante.

\* Não existe um  $e_{crit}$  único para os solos, ele dependerá do seu nível de tensões.

- A. Para engenharia de solos, a areia fofa apresenta grandes deformações e ruptura plástica (baixa capacidade de suporte) e as compactas pouca deformações e rupturas frágeis;
- B. Através do grau de compactação não dá para saber se o  $N_{SPT}$  é um valor alto ou baixo.

### 2.1.3. LIQUEFAÇÃO DAS AREIAS

Os seguintes fatores são necessários para ocorrência da liquefação:

- areias finas fofas e saturadas: permeabilidade baixa, carregamentos rápidos (tremores), redução de volumes, aumento de pressão neutra, redução de pressão efetiva,  $\tau' = \sigma' \tan \phi$  para  $\sigma' = 0 \Rightarrow \tau' = 0$ .
- areias finas compactas e saturadas: decréscimo de pressão neutra e aumento (temporário) de  $\tau'$  e  $\sigma'$ .

Fatores que influem na resistência ao cisalhamento das areias.

- ▶ Compacidade ou índice de vazios  $e$  (maior influência)
- ▶ Tamanho das partículas (finas ou grossas)
- ▶ Formas das partículas (angulares e arredondadas)
- ▶ Granulometria (boa ou má graduação)
- ▶ rugosidade (influência no  $\phi'$ )
- ▶ Umidade (areias úmidas  $\Rightarrow \phi' 1^\circ$  a  $2^\circ >$  areias secas)

São apresentados no Quadro 2.1 valores aproximados do ângulo atrito em função da granulometria do solo.

Quadro 2.1 - Valores aproximados de  $\phi'$ .

Solo	Compacidade	Grãos arredondados Graduação uniforme	Grãos angulares Bem graduado
Areia média	Muito fofa	28 – 30	32 – 34
	Med. compacta	32 - 34	36 – 40
	Muito compacta	35 - 38	44 - 46
Pedregulhos arenosos P(65%) A(35%)	Fofa	----	39
	Méd. compacta	37	41
Pedregulhos arenosos P(80%) A(20%)	Fofa	34	----
	Compacto	----	45
Fragmentos de rocha	----	40 - 55	----
Areia siltosa*	Fofa	27 – 33	----
	Compacta	30 - 34	----
Silte Inorgânico*	Fofa	27 – 30	----
	Compacto	30 - 35	----

\* para tensões efetivas inferiores a 500kPa

#### 2.1.4. COESÃO NAS AREIAS

- Coesão Aparente ocorre devido ao efeito de capilaridade.
- Coesão Verdadeira devido à cimentação (pouco comum)

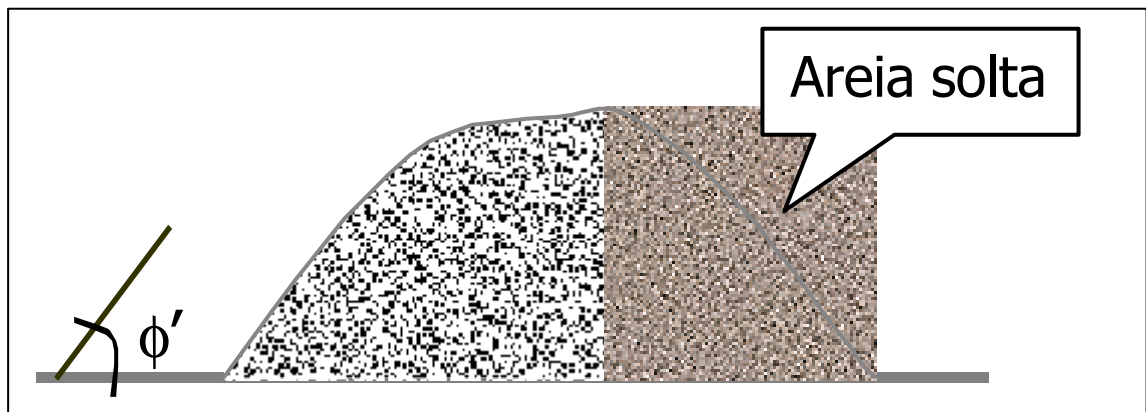


Figura 2.4 - Exemplo da coesão em areia solta.

#### 2.2. ARGILAS

As argilas possuem as seguintes características: complexidade em sua estrutura, a pressão neutra depende do tempo de dissipação da pressão neutra, permeabilidade baixa, do histórico de tensões, da tensão de pré-adensamento, da tensão efetiva aplicada, razão de



sobre-adensamento e do tipo de ensaio empregado CD, CU e UU. Apresentam-se a seguir as curvas típicas de tensão x deformação.

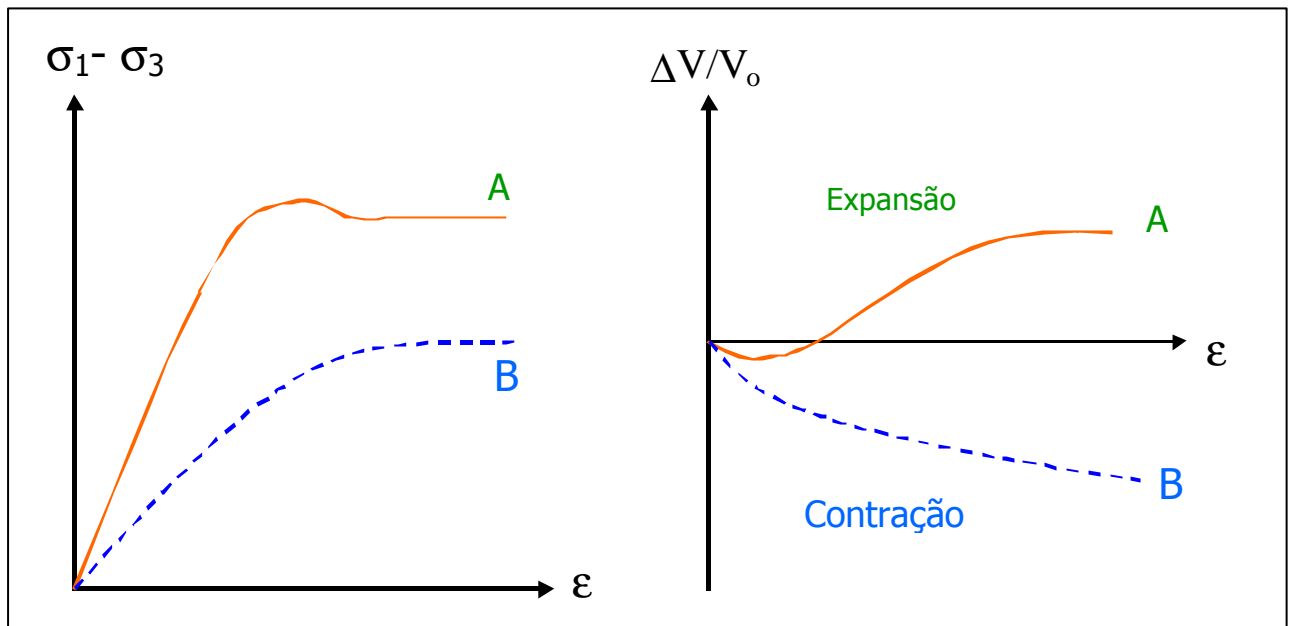


Figura 2.5 – Na curva A observa-se o comportamento da Argila pré-adensada e na curva B da argila normalmente adensada.

### 2.2.1. EQUAÇÃO DA ENVOLTÓRIA

Apresentam-se a seguir as envoltórias de cisalhamento das argilas.

#### **ARGILAS NORMALMENTE ADENSADAS**

$$s' = \tau' = \sigma' \operatorname{tg} \phi'$$

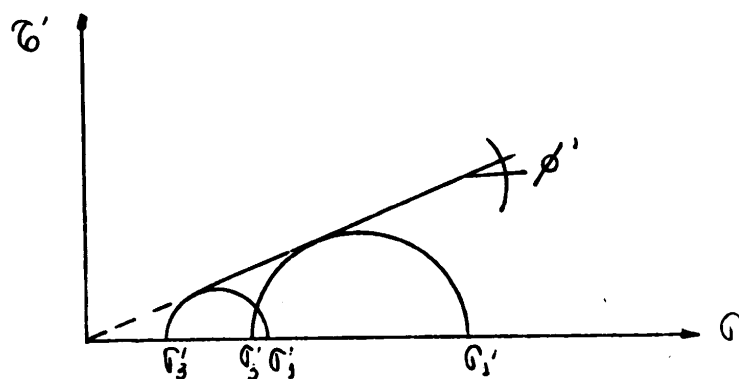


Figura 2.6 – Argilas normalmente adensadas.

**ARGILAS PRÉ-ADENSADAS**  
 $s' = \tau' = c' + \sigma' \operatorname{tg} \phi'$

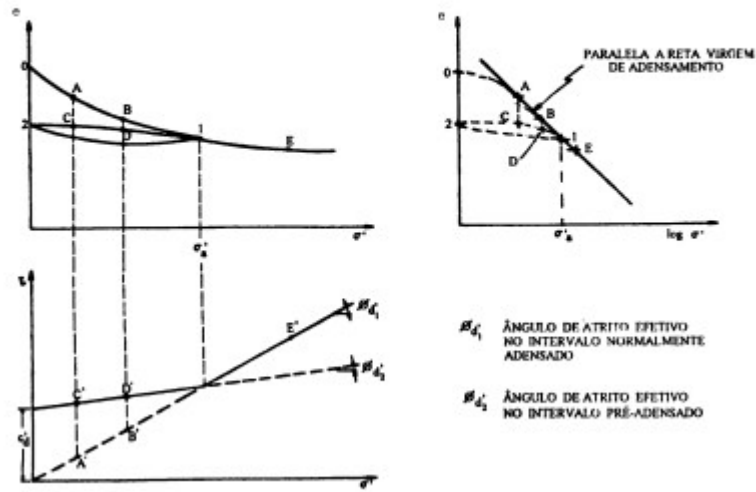


Figura 2.7 – Argila pré-adensadas

Valores típicos dos parâmetros de resistência das argilas (ensaios CD ou S):

- Argilas altamente plásticas normalmente adensadas  $\rightarrow c' \approx 0$  e  $\phi' = 20^\circ$
- Siltes e argilas arenosas normalmente adensadas  $\rightarrow c' \approx 0$  e  $\phi' = 20^\circ$
- Argilas pré-adensadas  $\rightarrow c' \approx 5$  a 10 kPa e  $\phi' = 25^\circ$  a  $30^\circ$

### 2.3. APLICAÇÃO PRÁTICA DOS RESULTADOS DOS ENSAIOS

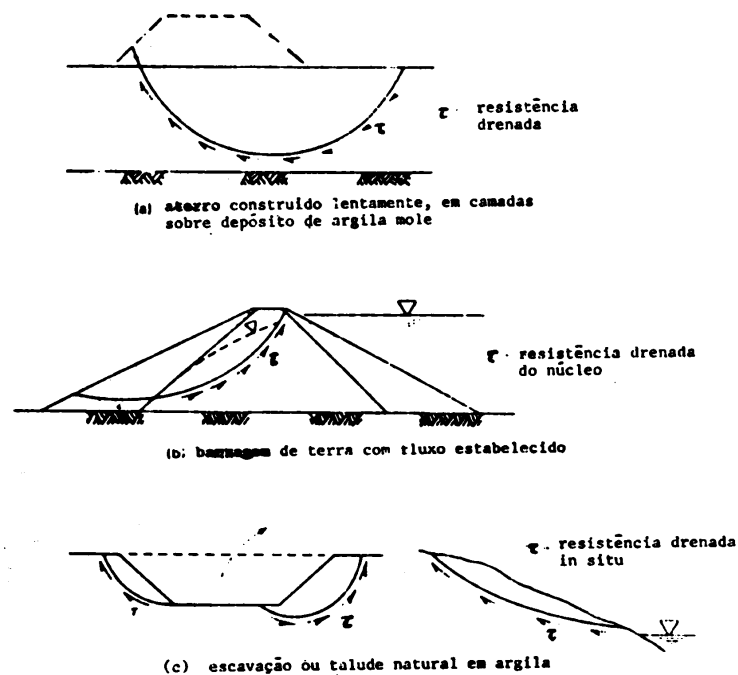


Figura 2.8 - Aplicação prática do ensaio CD ou S.

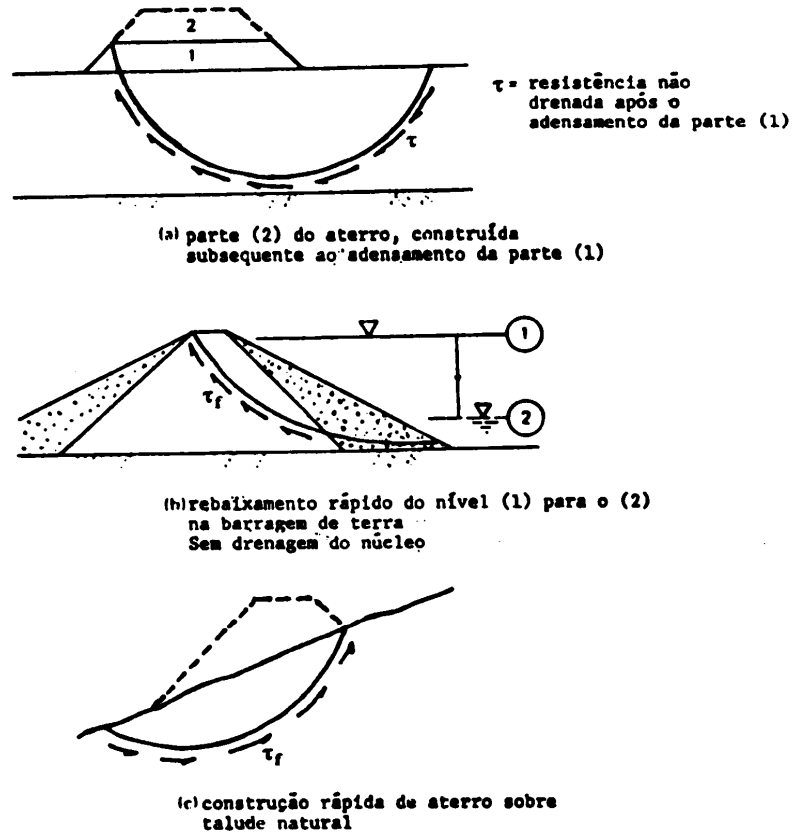


Figura 2.9 - Aplicação prática do ensaio CU ou R.

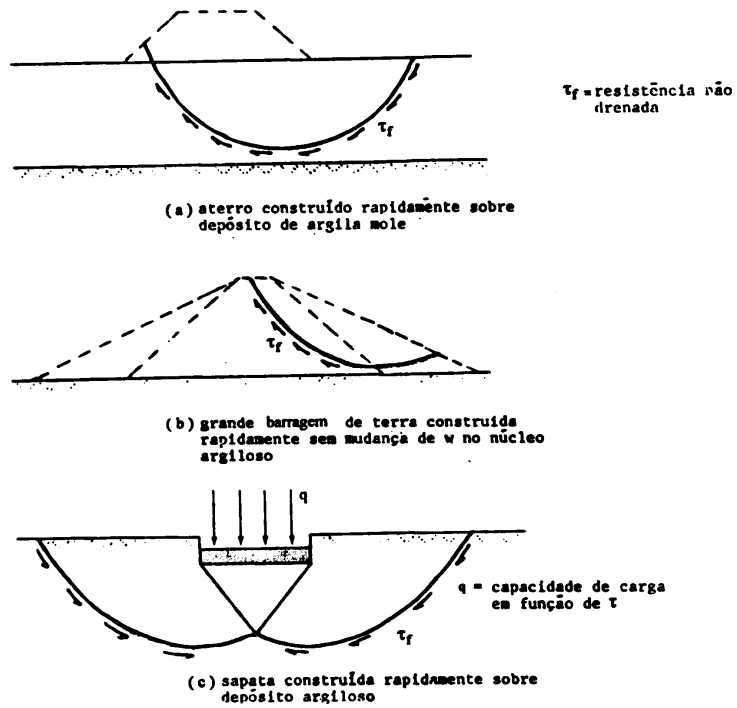


Figura 2.10 - Aplicação prática do ensaio UU ou Q.

## 2.4. COMPARAÇÃO ENTRE AREIA $\Leftrightarrow$ ARGILA

- O comportamento das argilas normalmente adensadas é muito semelhante ao das areias fofas;
- Argilas com  $\sigma_3 < \sigma_{ad}$  para  $OCR > 4$  são bastante semelhantes às areias compactas;
- Identificação: Areias =  $e_{crit}$  e argilas = OCR
- O que diferencia o comportamento dos dois materiais é a compressibilidade perante as pressões confinantes: argilas = redução de  $e \rightarrow \sigma_3 > \sigma_{ad}$  isto não ocorre para areias, a envoltória das areias passa pela origem e das argilas apresenta um pequeno valor de coesão.

## 2.5. RESISTÊNCIA DOS SOLOS NÃO DRENADOS

### 2.5.1. ANÁLISE EM TERMOS DE TENSÕES TOTAIS

Comportamento  $\Rightarrow$  tensões efetivas (refletem a força de grão a grão)  $\Rightarrow$  deformações e resistência.

Estabilidade em obras (tensões efetivas atuantes)  $\Rightarrow$  difícil estimativa de  $u \Rightarrow$  tensões totais (sempre conhecidas)  $\Rightarrow$  ensaios (CU ou R) onde  $u_{lab} \approx u_{campo} \Rightarrow$  análises de tensões totais = análises de tensões efetivas

### 2.5.2. RESISTÊNCIA DAS ARGILAS NOS ENSAIOS CU

- O corpo de prova é submetido à pressão confinante e adensado sob ela (1 ou 2 dias) com  $u=0$ . Os ensaios são realizados com variação superior ou inferior à tensão de pré-adensamento.

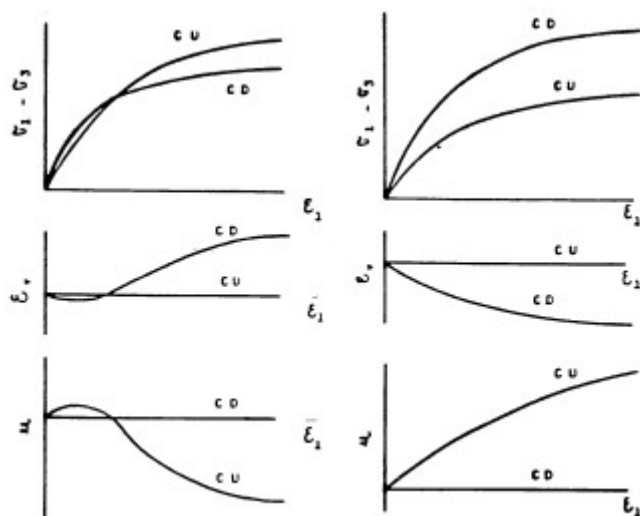


Figura 2.11 - Argila normalmente adensada e argila sobre adensada

2.6. TRAJETÓRIA DE TENSÕES

Quando se pretende representar o estado de tensões num solo em diversas fases de carregamento, num ensaio ou num problema prático, diversos círculos de Mohr podem ser desenhados como mostra a Figura 2.12.

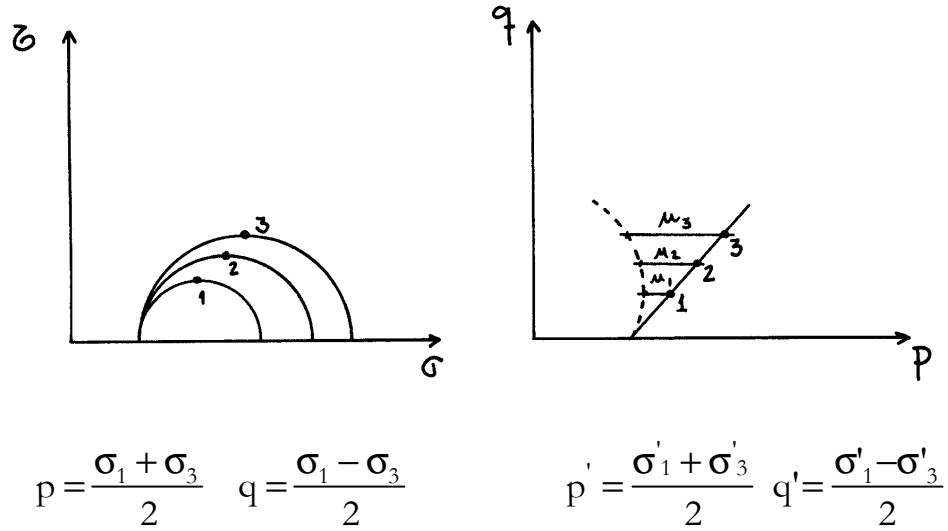


Figura 2.12 – Envoltória de cisalhamento.

2.7. COEFICIENTE DE EMPUXO K

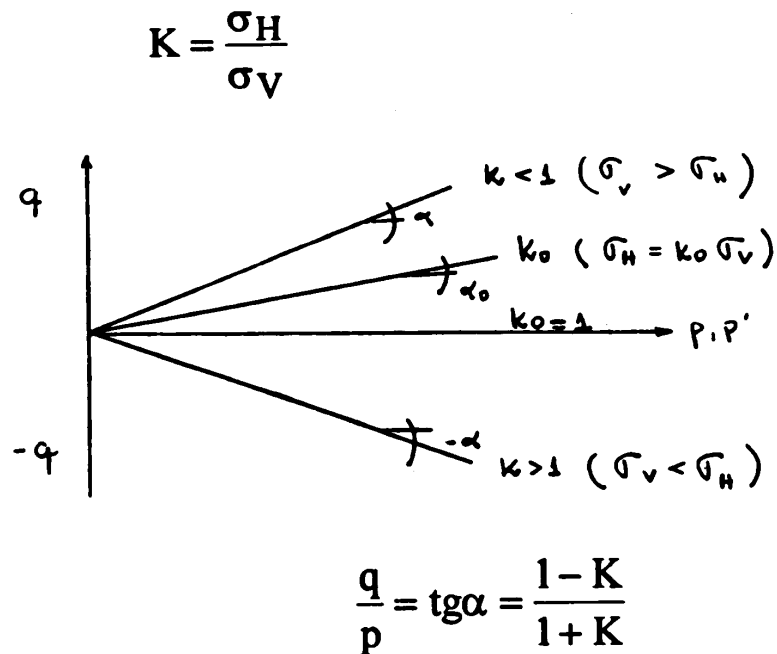
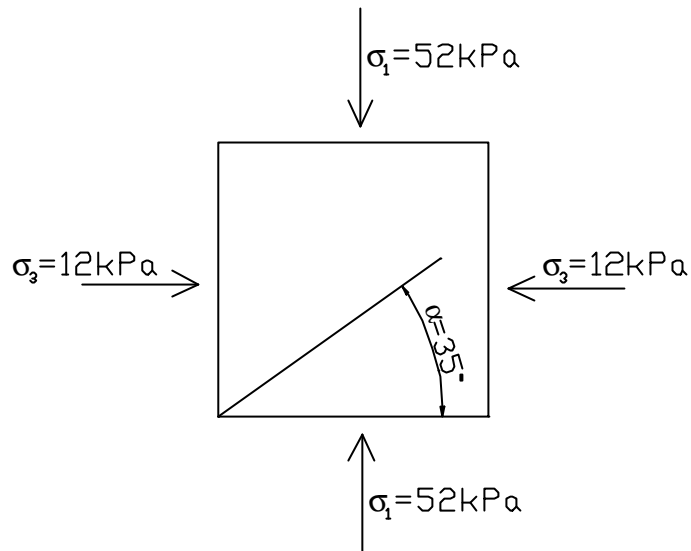


Figura 2.13 – Trajetórias de tensões e coeficiente de empuxo.

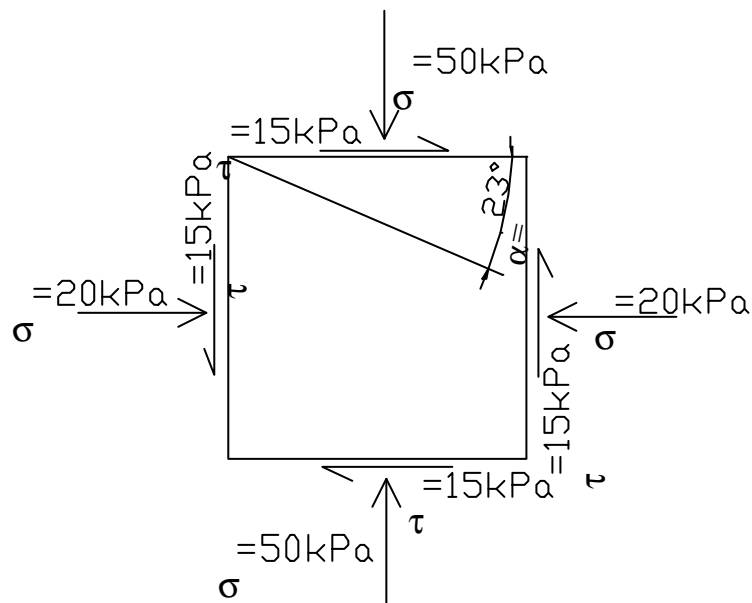
## Exercícios Propostos

Ex: 1 – Conhecidas às tensões sobre um elemento como mostrado na figura abaixo, pede-se a tensão normal  $\sigma_\alpha$  e tensão de cisalhamento  $\tau_\alpha$  no plano inclinado de  $35^\circ$  com a horizontal. Utilizar o processo gráfico.



Resposta:  $\sigma_\alpha \cong 39 \text{ kPa}$  e  $\tau_\alpha \cong 19 \text{ kPa}$

Ex:2 – Determinar pelo método gráfico as tensões atuantes no plano ( $\alpha = -23^\circ$ ), no estado duplo de tensões abaixo definido.



Resposta:  $\sigma_\alpha \cong 34,6 \text{ kPa}$  e  $\tau_\alpha \cong -21,2 \text{ kPa}$

Ex: 3 – Um ensaio triaxial realizado sobre uma amostra de areia pura acusou os seguintes resultado na ruptura:  $\sigma_3=100\text{kPa}$  e  $\sigma_1=400\text{kPa}$

Pede-se,

- A envoltória de resistência do solo
- As coordenadas do pólo
- A direção do plano de ruptura

Resposta:

- $\tau = \sigma \tan 37^\circ$  (kPa)
- P (100,0)
- $63^\circ$  com o plano principal maior

Ex:4 – Uma amostra indeformada de areia fina argilosa foi utilizada para a realização de ensaios triaxiais rápidos, cujos resultados estão mostrados abaixo.

CP	$\sigma_3$ ( kPa)	$\sigma_1 - \sigma_3$ ( kPa)
1	50	200
2	150	400
3	300	700

Calcular para o CP2:

- as tensões atuantes em um plano formando  $30^\circ$  com o plano principal maior;
- direção dos planos onde ocorre a tensão cisalhante de 100kPa.

Resposta:

- Sentido horário ( $\sigma \cong 450\text{kPa}$  e  $\tau \cong 170\text{kPa}$ ), Sentido anti-horário ( $\sigma \cong 450\text{kPa}$  e  $\tau \cong 170\text{kPa}$ ),
- $15^\circ$  e  $75^\circ$  com o plano principal maior.

Ex:5 – Dois ensaios de cisalhamento direto (drenado) foram realizados com corpos de prova de areia:

CP	$\sigma$ ( kPa)	$\tau$ ( kPa)
1	100	60
2	300	150

Em um ensaio CD com tensão confinante de 100kPa. Qual seria o acréscimo de tensão axial na ruptura? Resposta:  $\sigma_1 - \sigma_3$  ( kPa)  $\cong 195\text{kPa}$

### 3 – EMPUXOS DE TERRA

Empuxo é a resultante das pressões laterais, de terra ou de água, que atuam sobre uma estrutura de arrimo. O empuxo geralmente é calculado por uma faixa de largura unitária da estrutura de arrimo, não se considerando as forças que atuariam sobre as superfícies laterais dessa faixa. A magnitude do empuxo depende:

- Desnível vencido pela estrutura de arrimo;
- Tipo e das características do solo;
- Deformação sofrida pela estrutura;
- Posição do NA;
- Inclinação do terrapleno etc.

Terzaghi mediu o valor da força necessária para manter o anteparo estático, denominado de “empuxo em repouso” ( $E_0$ ), denominou a força sobre o anteparo no momento da ruptura de “empuxo ativo” ( $E_a$ ), afastando o anteparo da massa de solo e a força empurrando o anteparo contra a massa de areia até a ruptura de “empuxo passivo” ( $E_p$ ).

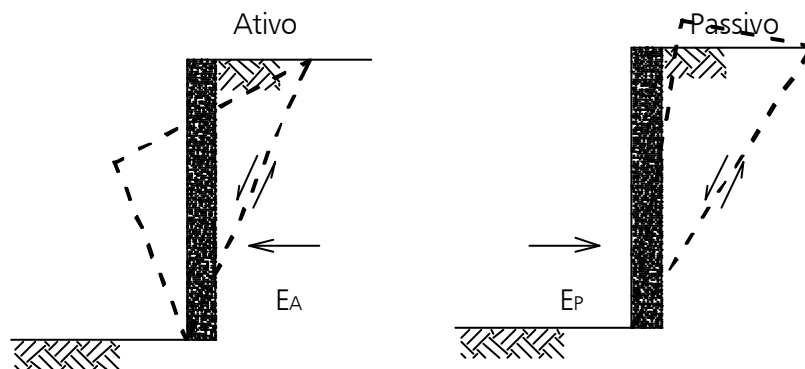


Figura 3.1 – Empuxos ativo e passivo.

$$\text{Coeficiente de empuxo } K = \frac{P_h}{P_v}$$

A relação entre  $\sigma_v$  e  $\sigma_h$  em repouso é chamado de  $k_0$ , que é o coeficiente de empuxo em repouso. Para areias e argilas normalmente adensadas pode-se utilizar as expressões apresentadas no item 1.



Para a determinação do empuxo passivo e ativo podem ser utilizadas duas teorias: Rankine e Coulomb.

A equação geral para o cálculo de empuxos é:

$$\text{Ativo} \rightarrow E_a = \frac{1}{2} \cdot k_a \cdot \mathbf{g} \cdot z^2 \cdot \cos i$$

$$\text{Passivo} \rightarrow E_p = \frac{1}{2} \cdot k_p \cdot \mathbf{g} \cdot z^2 \cdot \cos i$$

$$\text{Repouso} \rightarrow E_R = \frac{1}{2} \cdot k_R \cdot \mathbf{g} \cdot z^2 \cdot \cos i$$

### 3.1. TEORIA DE RANKINE

Rankine baseou-se na hipótese de que uma ligeira deformação no solo é suficiente para provocar uma total mobilização da resistência de atrito, produzindo o estado ativo se o solo sofre expansão e passivo se sofre compressão.

Para determinação das pressões laterais, assumiu-se a seguinte condição.

Terrapleno não coesivo, homogêneo, isotrópico, inclinação  $i$ , extensão semi-infinita,  $S = \sigma \tan \phi$  e  $\gamma$ .

A estrutura de arrimo é representada por um plano imaginário AB (Figura 3.2).



Figura 3.2 – Plano imaginário em uma estrutura de arrimo.

Analisando as condições de empuxo chegaram-se as seguintes equações:

Terrapleno inclinado

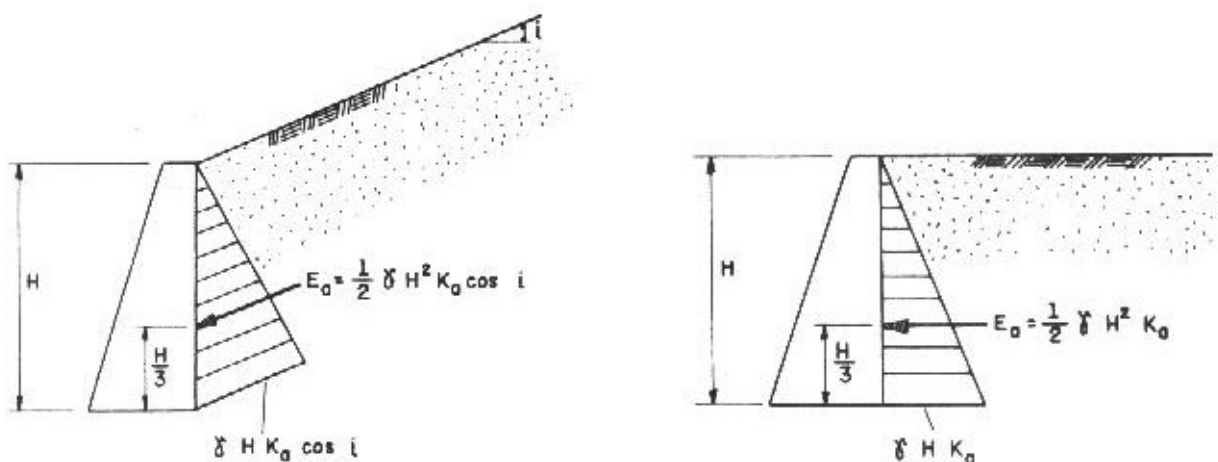
$$k_a = \frac{P_a}{P_v} = \frac{\cos i - \sqrt{\cos^2 i - \cos^2 \phi}}{\cos i + \sqrt{\cos^2 i - \cos^2 \phi}} \Rightarrow \text{coeficiente de empuxo ativo}$$

$$k_p = \frac{P_p}{P_v} = \frac{\cos i + \sqrt{\cos^2 i - \cos^2 f}}{\cos i - \sqrt{\cos^2 i - \cos^2 f}} \Rightarrow \text{coeficiente de empuxo passivo}$$

Terrapleno horizontal

$$k_a = \frac{1 - \sin f}{1 + \sin f} = \operatorname{tg}^2\left(45^\circ - \frac{f}{2}\right) = \frac{1}{N_f} \Rightarrow \text{coeficiente de empuxo ativo}$$

$$k_p = \frac{1 + \sin f}{1 - \sin f} = \operatorname{tg}^2\left(45^\circ + \frac{f}{2}\right) = N_f \Rightarrow \text{coeficiente de empuxo passivo}$$



DISTRIBUIÇÃO DA PRESSÃO LATERAL (EMPUXO ATIVO) SOBRE O MURO, SEGUNDO A TEORIA DE RANKINE

Figura 3.3. – Distribuição da pressão lateral.

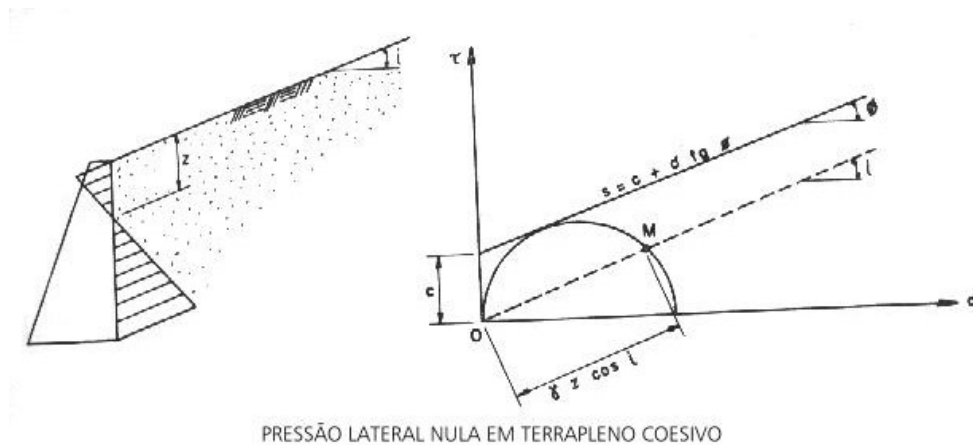
A teoria pode ser estendida a terraplenos coesivos, isto faz que em determinado ponto não atuem empuxos ativos. Assim pode-se executar escavações até certas profundidades, com talude vertical, sem a necessidade de estruturas de arrimo.

\* Pressões laterais

$$p_a = \mathbf{g} \cdot z \cdot \frac{1}{N_f} - 2 \cdot c \cdot \sqrt{\frac{1}{N_f}} \quad \text{e} \quad p_b = \mathbf{g} \cdot z \cdot N_f + 2 \cdot c \cdot \sqrt{N_f}$$

\* Empuxos

$$E_a = \frac{1}{2} \mathbf{g} \cdot H^2 \cdot \frac{1}{N_f} - 2 \cdot c \cdot H \cdot \sqrt{\frac{1}{N_f}} \quad \text{e} \quad E_p = \frac{1}{2} \mathbf{g} \cdot H^2 \cdot N_f + 2 \cdot c \cdot H \cdot \sqrt{N_f}$$



PRESSÃO LATERAL NULA EM TERRAPLENO COESIVO

Figura 3.4 - Pressão em solo coesivo

No terrapleno coesivo, podem ocorrer fendas de tração provocadas por tensões de tração, sua profundidade pode ser calculada por:

$$z_o = \frac{2 \cdot c}{g} \sqrt{N_f}$$

Deve tomar cuidado com a penetração das águas pluviais nas fendas, pois aumento o valor do empuxo:

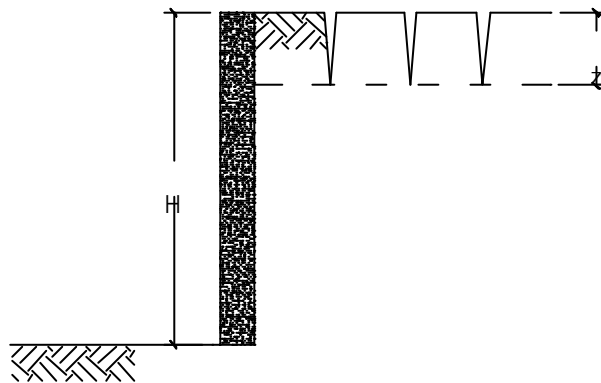


Figura 3.5 – Determinação da altura das fendas

### 3.2. TEORIA DE COULOMB

É baseada no conceito de equilíbrio de uma cunha de ruptura limitada pelo tardo e por uma superfície de ruptura que passa pelo pé do muro. Suas hipóteses são:

- A superfície de ruptura é plana;
- É conhecida a direção do empuxo, isto é, conhece-se o ângulo de atrito entre o solo e o material do muro ( $\delta$ ).

No caso do terrapleno não coesivo ( $c=0$ ) que chega a ruptura por se deslocar à esquerda. As forças a serem consideradas são: o peso  $P$  da cunha, a força de atrito  $F$  com a obliquidade  $\phi$  em relação à normal ao plano de ruptura, e  $E_A$ , o empuxo ativo sobre o muro.

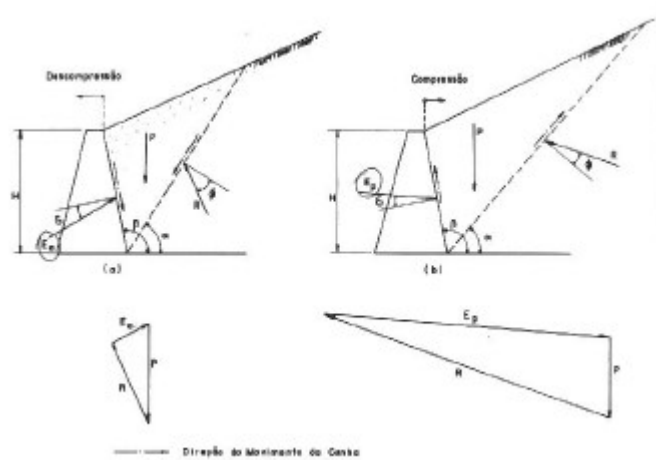


Figura 3.6 – Decomposição das forças.

Para o máximo valor de  $E_A$ , chegaram –se as seguintes expressões:

$$E_A = \frac{1}{2} \mathbf{g} H^2 \left[ \frac{\cos ec \mathbf{b} \cdot \text{sen}(\mathbf{b} - \mathbf{f})}{\sqrt{\text{sen}(\mathbf{b} + \mathbf{f})} + \sqrt{\frac{\text{sen}(\mathbf{f} - \mathbf{d}) \cdot \text{sen}(\mathbf{f} - \mathbf{i})}{\text{sen}(\mathbf{b} - \mathbf{i})}}} \right]^2$$

$$E_P = \frac{1}{2} \mathbf{g} H^2 \left[ \frac{\cos ec \mathbf{b} \cdot \text{sen}(\mathbf{b} - \mathbf{f})}{\sqrt{\text{sen}(\mathbf{b} - \mathbf{f})} - \sqrt{\frac{\text{sen}(\mathbf{f} + \mathbf{d}) \cdot \text{sen}(\mathbf{f} + \mathbf{i})}{\text{sen}(\mathbf{b} - \mathbf{i})}}} \right]^2$$

Para o caso particular de tardo vertical ( $\beta=90^\circ$ ), superfície do terrapleno horizontal ( $i=0$ ) e  $\delta=\phi$ . A expressão ativo pela teoria de Coulomb toma a seguinte forma:

$$E_A = \frac{1}{2} \mathbf{g} H^2 \cdot \frac{\cos \mathbf{f}}{(1 + \sqrt{2} \text{sen} \mathbf{f})^2}$$

A seguir apresentam-se algumas sugestões (Terzaghi & Peck), para o diagrama de distribuição de pressões laterais de terra, sobre escoramentos de valas.

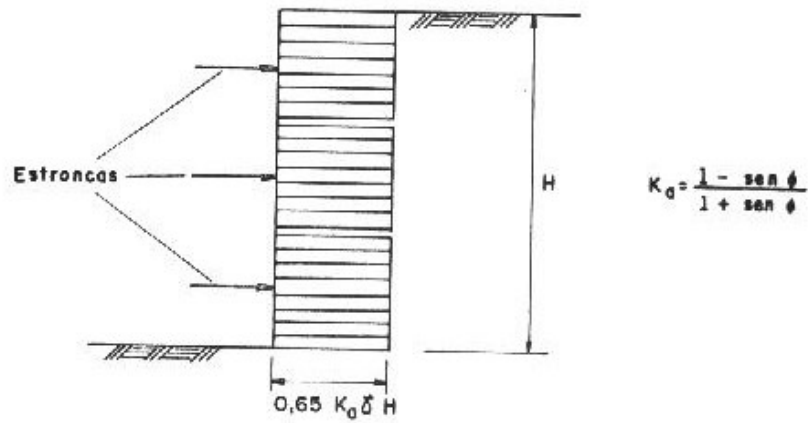


DIAGRAMA DE DISTRIBUIÇÃO DE PRESSÕES, SUGERIDO PARA O DIMENSIONAMENTO DE ESCORAMENTOS EM VALAS DE AREIA

Figura 3.7 – Distribuição de tensões em escavações em areias, com profundidade variável entre 8,5 e 12m.

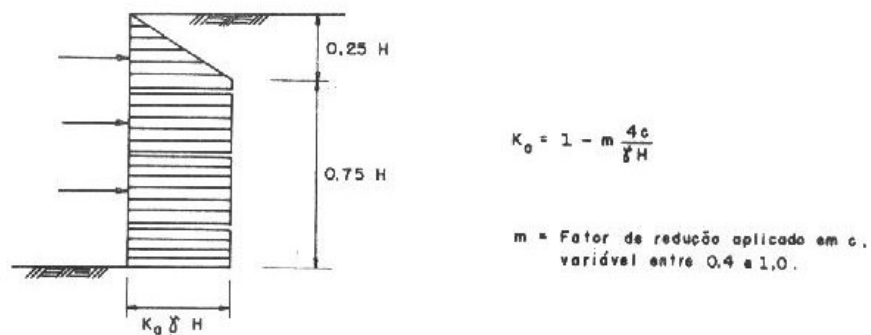


DIAGRAMA PARA ARGILA MOLE A MÉDIA

Figura 3.8 – Distribuição de tensões em escavações em argilas saturadas, de consistência mole à média.

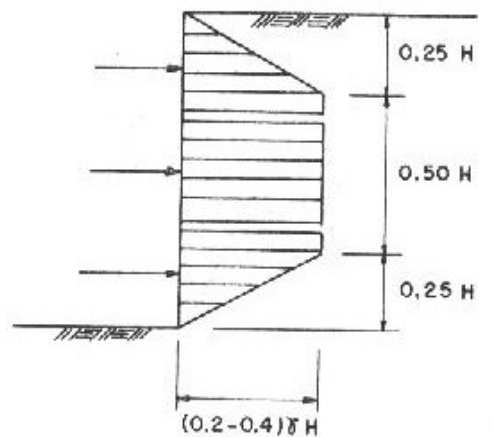


DIAGRAMA PARA ARGILAS RIJAS FISSURADAS

Figura 3.9 – Distribuição de tensões em escavações em argilas rijas fissuradas.

## Exercícios Propostos

Ex:1 – Determinar analiticamente, pela teoria de Rankine, as tensões laterais ( $\sigma_h$ ) e empuxo ativo ( $E_A$ ), sobre um muro de arrimo vertical, com 5m de altura, nas seguintes condições.

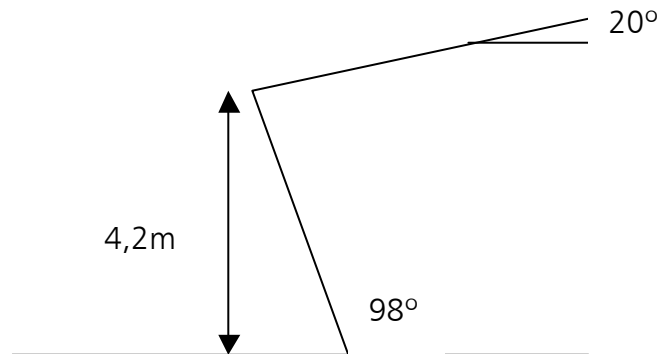
- Maciço com superfície horizontal ( $i=0$ ),  $\gamma=20\text{kN/m}^3$  e  $S=\sigma\text{tg}30^\circ$  (kPa);
- Maciço com superfície horizontal ( $i=0$ ),  $\gamma=20\text{kN/m}^3$  e  $S=10+\sigma\text{tg}15^\circ$  (kPa), sem fendas de tração;
- Profundidade das fendas de tração.

Respostas:

- $\sigma_h=33,3\text{kPa}$ ,  $E_A=83,3\text{kN/m}$
- $\sigma_h=43,6\text{kPa}$ ,  $E_A=70,7\text{kN/m}$
- $z_0=1,30\text{m}$

Ex:2 – Para o muro de arrimo abaixo, determinar analiticamente pela teoria de Coulomb os empuxos ativo e passivo.

Dados:  $\gamma=18,2\text{kN/m}^3$ ,  $S=\sigma\text{tg}30^\circ$  (kPa);  $\delta=20^\circ$



## 4. ESTRUTURAS DE ARRIMO

As estruturas de arrimo são utilizadas quando se deseja manter uma diferença de nível na superfície do terreno, e o espaço disponível não é suficiente para vencer o desnível através de taludes.

Podem ser executadas em caráter temporário, para permitir a construção de uma estrutura enterrada, como é o caso dos escoramentos de valas, ou em caráter permanente, como os muros de arrimo, reservatórios de água, estações subterrâneas, etc. No primeiro caso, geralmente, a estrutura de arrimo é implantada antes da escavação; já no segundo, a mesma se dá inicialmente, correspondendo a um volume maior que o determinado pelas dimensões externas da estrutura, sendo o excesso preenchido com o reaterro após a conclusão da estrutura.

Nas Figuras 4.1 e 4.2 estão apresentados exemplos típicos de uma estrutura de arrimo de utilização temporária (cortinas de estacas - prancha) e de utilização permanente (muro de arrimo de gravidade) e a terminologia usual, relativa a essas estruturas.

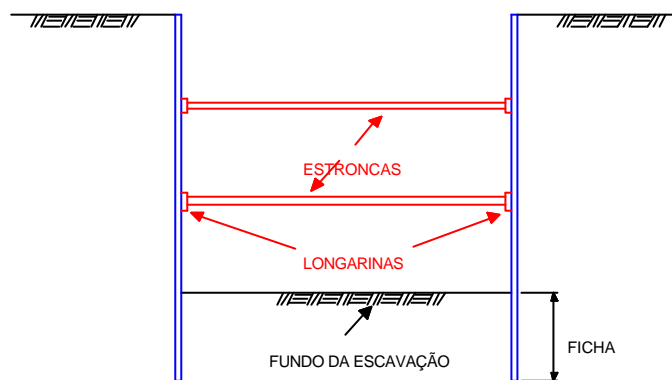


Figura 4.1 - Cortinas de Estaca Prancha.

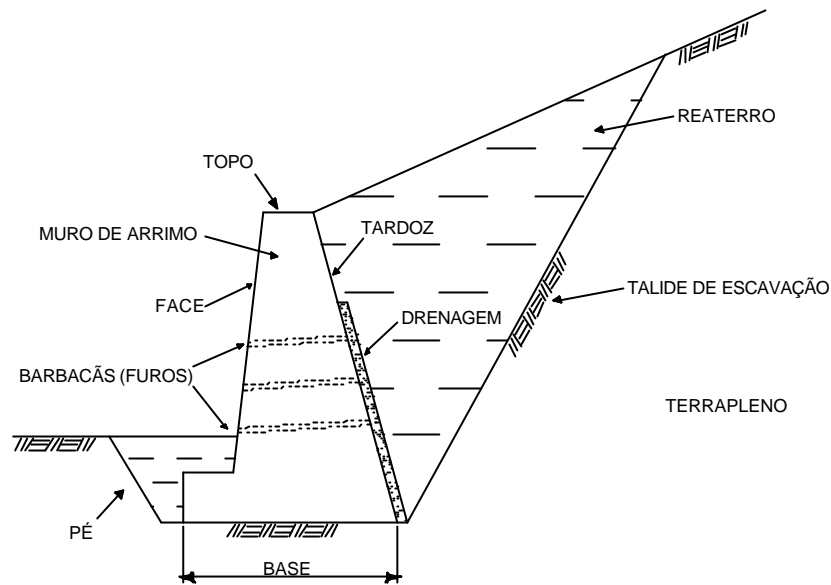


Figura 4.2 – Muro de Arrimo de Gravidade.

Se a escavação for realizada abaixo do lençol freático deve ser providenciado o seu rebaixamento e, quando for necessário diminuir as pressões da água sobre a estrutura definitiva, construindo-se um dreno junto ao tardez do muro de arrimo.

Nos escoramentos de valas as pressões laterais que o maciço aplica sobre uma das paredes de arrimo são transferidas para a outra parede, através de estroncas, e equilibrada pelas pressões que o maciço exerce sobre esta outra. Não existindo esta possibilidade, como por exemplo, quando a largura da escavação é muito grande, pode utilizar-se tirantes, ancorados no próprio maciço, atrás da estrutura, conforme indicado na Figura 4.3.

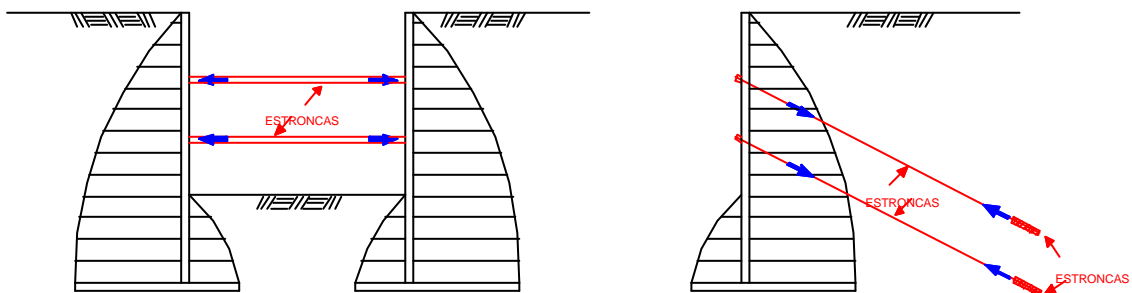


Figura 4.3 – Escoramento com estroncas e atirantamento.