

Resistência ao Cisalhamento

CONTEÚDO

1.	Introdução.....	3
2.	Critérios de Ruptura.....	5
3.	Mecanismos de deformação.....	8
3.1.	Resposta do solo ao confinamento.....	8
3.2.	Resposta do solo ao cisalhamento.....	9
3.3.	Comportamento Tensão x Deformação.....	10
3.3.1.	Caracterização de ruptura.....	11
4.	Determinação da Envoltória de Resistência.....	13
4.1.	Observações Adicionais.....	16
5.	Mecanismos de Resistência de solos.....	17
5.1.	Resistência entre partículas.....	17
5.1.1.	Mecanismo de Atrito.....	17
5.1.2.	Mecanismo de Coesão.....	18
5.2.	Embricamento ou “Interlocking”.....	18
5.2.1.1.	Influência da Tensão Normal.....	20
5.3.	Combinação dos mecanismos de resistência.....	21
5.4.	Fatores que afetam a Envoltória de Resistência.....	22
5.5.	Ensaio de Cisalhamento direto.....	26
5.5.1.	Cálculos.....	30
5.5.1.1.	Fase de preparação da amostra.....	30
5.5.1.2.	Fase de consolidação.....	30
5.5.1.3.	Fase de cisalhamento.....	30
5.5.2.	Resultado de Ensaio.....	31
5.5.3.	Observações Importantes.....	33
5.6.	Ensaio de Compressão Triaxial.....	36
5.6.1.	Tensão Desviadora.....	41
5.6.2.	Controle de drenagem.....	44
5.6.3.	Parâmetros de poropressão - Solicitação não drenada.....	47
5.6.3.1.	Determinação dos parâmetros A e B.....	52
5.6.4.	Cálculos.....	54
5.6.4.1.	Fase de preparação da amostra.....	54
5.6.4.2.	Aplicação da Tensão confinante (σ_c).....	55
5.6.4.3.	Fase de cisalhamento.....	56
5.6.5.	Resultado de Ensaios.....	58
5.6.6.	Observações Importantes.....	60
6.	Comportamento Drenado X não Drenado.....	62
6.1.	Condição Crítica.....	63
7.	Comportamento Tensão x Deformação x Resistência de areias.....	67
7.1.	Comportamento $\sigma \times \varepsilon$	67
7.1.1.	Compacidade.....	67
7.1.2.	Tensão confinante.....	70
7.1.3.	Tensão principal intermediária.....	72
7.1.4.	Tipo de areia.....	73
7.2.	Resistência de areias.....	74
8.	Comportamento tensão x deformação x resistência de argilas.....	75

8.1.	Solicitação Não Drenada × Solicitação Drenada	75
8.1.1.	Análise em termos totais x efetivos.....	75
8.2.	Histórico de Tensões.....	76
8.3.	Comportamento $\sigma \times \varepsilon$ - resistência	77
8.3.1.	Condição Drenada.....	77
8.3.1.1.	Argila Normalmente Adensada	77
8.3.1.2.	Argila Pré-adensada	80
8.3.1.3.	Comparação entre o comportamento drenado de areias e argilas	84
8.3.2.	Condição Não Drenada	86
8.3.2.1.	Comportamento $\sigma \times \varepsilon$	86
8.3.2.2.	Geração de poropressão.....	87
8.3.2.3.	Trajétoias argila NA x PA	87
8.3.2.4.	Envoltória de resistência	88
8.3.2.5.	Resistência não Drenada	91
Anexo 1	– Influência da amostragem.....	99

1. INTRODUÇÃO

Define-se como resistência ao cisalhamento do solo a tensão cisalhante que ocorre no plano de ruptura no instante da ruptura. As Figuras abaixo mostram exemplos de ruptura de solos de encostas.



Figura 1. Deslizamento de solo residual - São Conrado, 1996 (foto GeoRio)

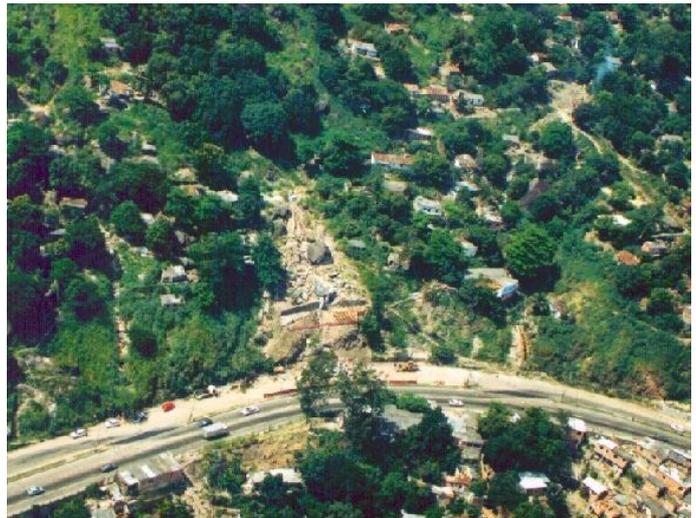


Figura 2. Corridas de solo residual e deslizamentos de rocha – Estrada Grajaú-Jacarepaguá, 1996 (foto GeoRio)

A ruptura em si é caracterizada pela formação de uma superfície de cisalhamento contínua na massa de solo. Existe, portanto, uma camada de solo em torno da superfície de cisalhamento que perde suas características durante o processo de ruptura, formando assim a zona cisalhada, conforme mostrado na Figura 3. Inicialmente há a formação da zona cisalhada e, em seguida, desenvolve-se a superfície de cisalhamento. Este processo é bem caracterizado, tanto em ensaios de cisalhamento direto, como nos escorregamentos de taludes.

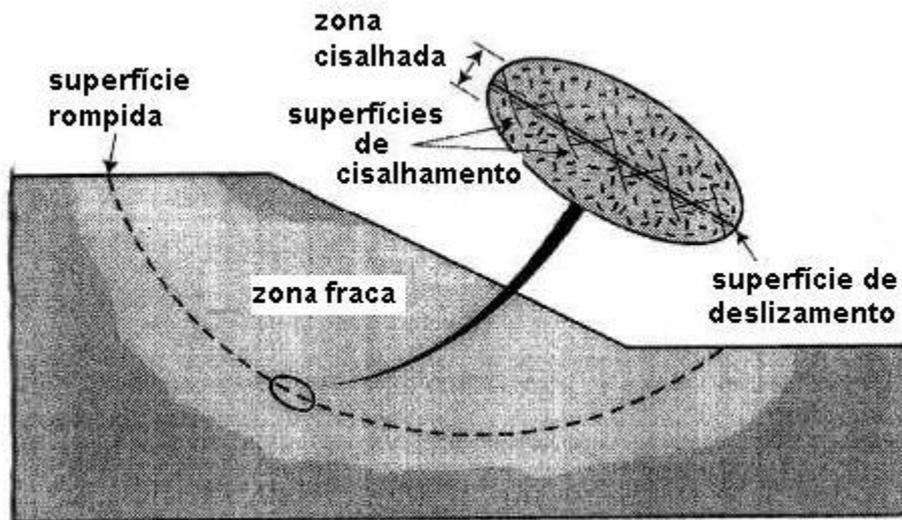


Figura 3.. Zona fraca, zona cisalhada e superfície de cisalhamento (LEROUEIL, 2001).¹

A análise da estabilidade de uma determinada estrutura é feita seguindo a metodologia mostrada na Figura 4;

- i) recolhe-se amostra indeformada no campo
- ii) realizam-se ensaios de laboratório
- iii) determinam-se os parâmetros que definem o comportamento tensão x deformação x resistência
- iv) utilizam-se teorias e metodologias de dimensionamento que fornecem o Fator de segurança

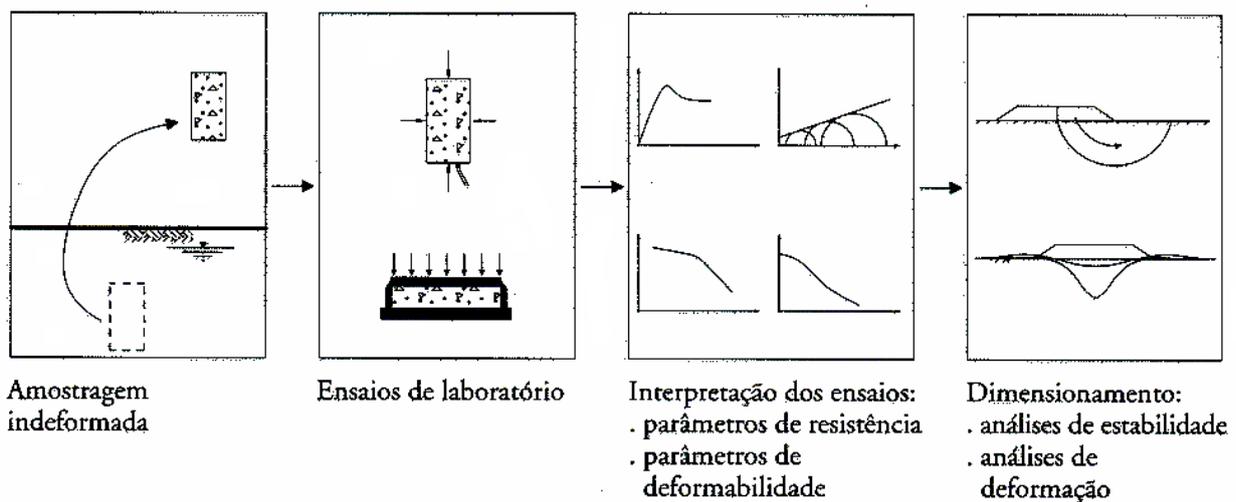


Figura 4.. Esquema de dimensionamento .²

¹ Fonseca, Ana Paula (2006) Análise De Mecanismos De Escorregamento Associados A Voçorocamento em Cabeceira de Drenagem Na Bacia do Rio Bananal (SP/RJ). Tese da Doutorado . Coppe/UFRJ

² Fernandes Manuel de Matos (2006) Mecânica dos Solos: Conceitos e Princípios Fundamentais Vol 1 – FEUP Edições

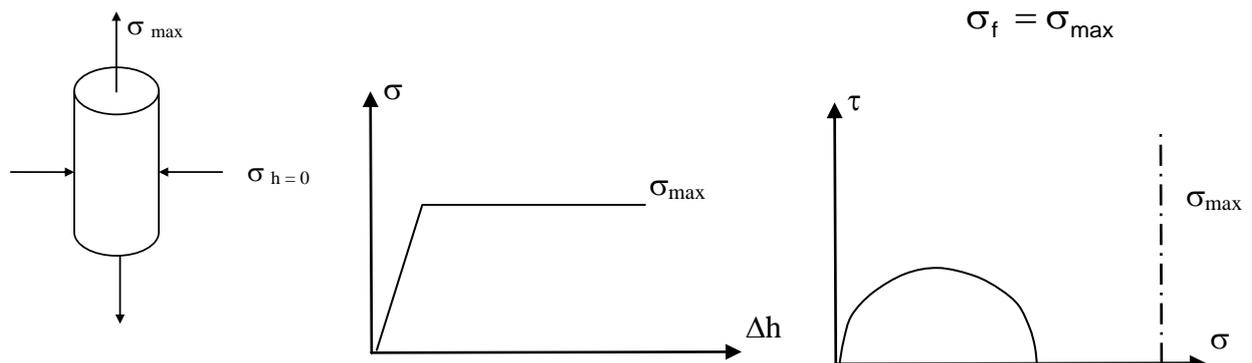
2. CRITÉRIOS DE RUPTURA

A ruptura é um estado de tensões arbitrário, o qual é escolhido na curva tensão x deformação, dependendo do critério de ruptura escolhido.

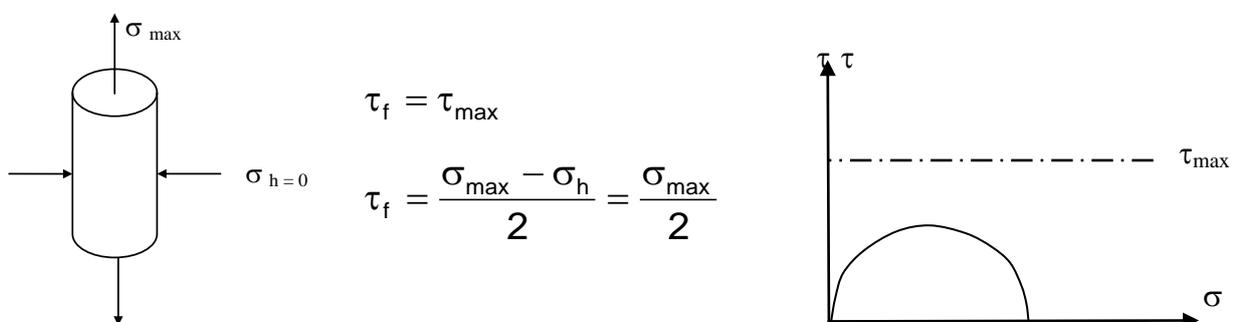
Independente do critério de ruptura, em geral trabalha-se com o conceito de Envoltória de ruptura (ou de resistência) a qual define o lugar geométrico dos estados de tensão na ruptura. Assim sendo, estados de tensão inferiores aos da envoltória correspondem a situações de estabilidade. A região acima da envoltória corresponde a estados de tensão impossíveis de ocorrer.

Alguns critérios de ruptura estão apresentados a seguir:

Critério de Rankine - a ruptura ocorre quando a tensão de tração se iguala à tensão normal máxima (σ_{\max}) observada em ensaio de tração.



Critério de Tresca: a ruptura ocorre quando a tensão de cisalhamento se iguala à tensão de cisalhamento máxima (τ_{\max}) observada em ensaio de tração



Crítério de Mohr: a ruptura ocorre quando no plano de ruptura a combinação das tensões normais e cisalhantes (σ, τ) é tal que a tensão de cisalhamento é máxima; isto é $\tau_f = f(\sigma)$. Esta combinação de tensões, avaliada através do círculo de Mohr, resulta numa **Envoltória curva** que circunscreve os círculos correspondentes à ruptura.

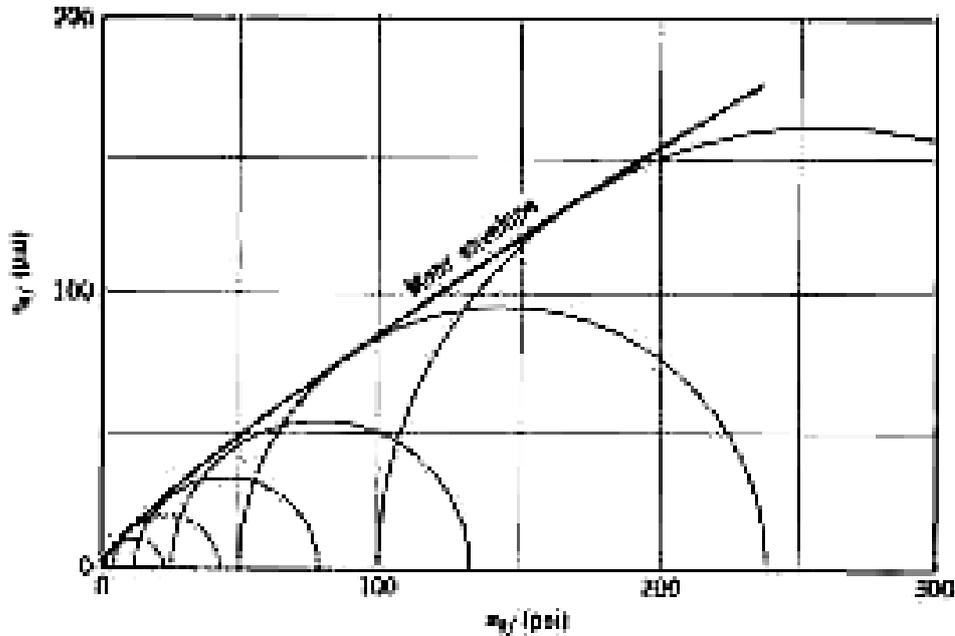


Figura 5. Envoltória de Mohr

Crítério de Mohr-Coulomb: este critério é assume que a **Envoltória de Mohr** é definida por uma linha reta, definida como :

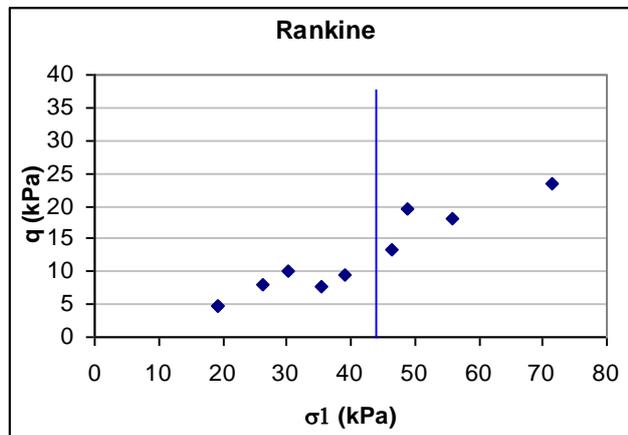
$$\tau = c' + \sigma' \times \tan \phi'$$

É importante observar que para um determinado solo, a Envoltória de Ruptura **varia em função do tipo de ensaio**; isto é, c' e ϕ variam com:

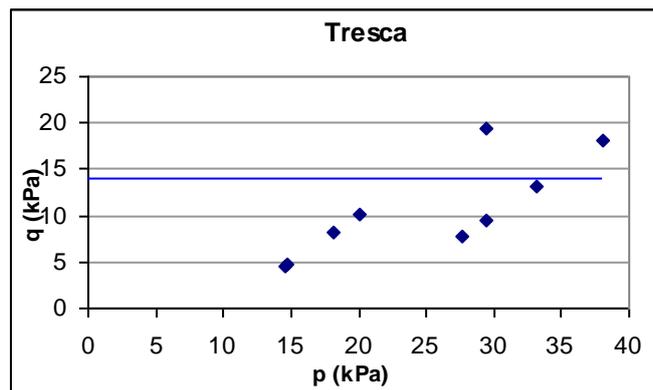
- i) condições de drenagem
- ii) velocidade de ensaio (argilas)
- iii) direção do ensaio (solo anisotrópico)
- iv) trajetória de tensões (variação de σ_2)
- v) compacidade da amostra

Exemplo de ensaios em solos (dados em kPa)

Ensaio	σ_3	σ_1	Rankine	Tresca	Morh- Coulomb	
					$(\sigma_1 + \sigma_3)/2$	$(\sigma_1 - \sigma_3)/2$
1	10	49	49	19,5	29,5	19,5
2	20	90	90	35	55	35
3	10	19,34	19,34	4,67	14,67	4,67
4	20	39	39	9,5	29,5	9,5
5	10	30,2	30,2	10,1	20,1	10,1
6	20	56	56	18	38	18
7	20	35,4	35,4	7,7	27,7	7,7
8	25	71,6	71,6	23,3	48,3	23,3
9	10	19,2	19,2	4,6	14,6	4,6
10	20	46,4	46,4	13,2	33,2	13,2
11	10	26,2	26,2	8,1	18,1	8,1



$$\sigma_{\max} \approx 43kPa$$



$$q_{\max} \approx 14kPa$$

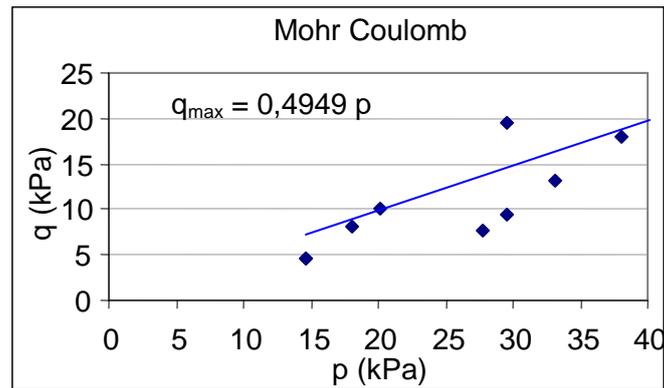


Figura 6. Comparação entre critérios de ruptura de Mohr-Coulomb

3. MECANISMOS DE DEFORMAÇÃO

Em um meio granular, as deformações são decorrentes de³:

distorção (ou quebra) da partícula

deslocamento relativo entre partículas como resultado de deslizamento ou rolamento

Estes 2 mecanismos sempre ocorrem simultaneamente. Entretanto, a magnitude das deformações causadas pelo deslocamento relativo entre partículas é muito superior à originada da distorção da partícula.

3.1. Resposta do solo ao confinamento

Grandes deformações volumétricas podem ser geradas a partir do aumento da tensão de confinamento (Figura 7). As deformações volumétricas geradas pela compressão isotrópica ($\sigma_x = \sigma_y = \sigma_z$) são geradas pela alteração de posição das partículas. Neste processo as partículas sofrem rolamento e deslizamento relativo, mobilizando tensões cisalhantes nos contatos. Entretanto, ao longo de um plano, estas tensões cisalhantes se anulam. Isto é, apesar da existência de tensões cisalhantes nos contatos entre partículas, a tensão cisalhante em qualquer plano é nula (Figura 8).

³ Lambe & Whitman (1969). Soil Mechanics, ed John Wiley & Sons

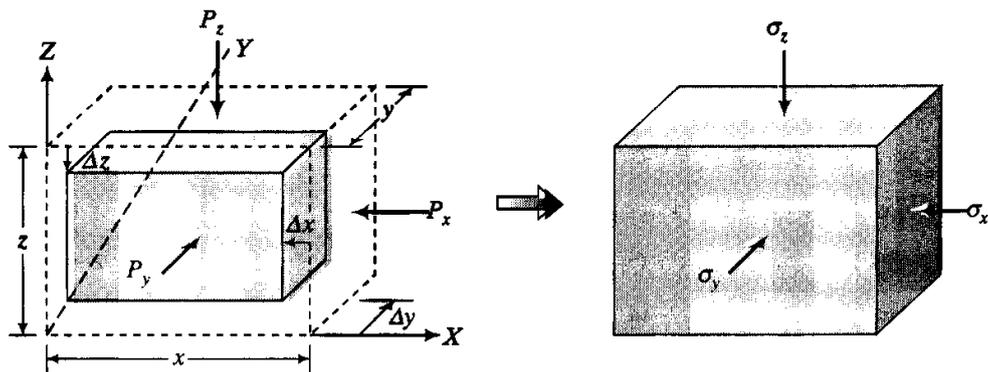


Figura 7. Deformação normal

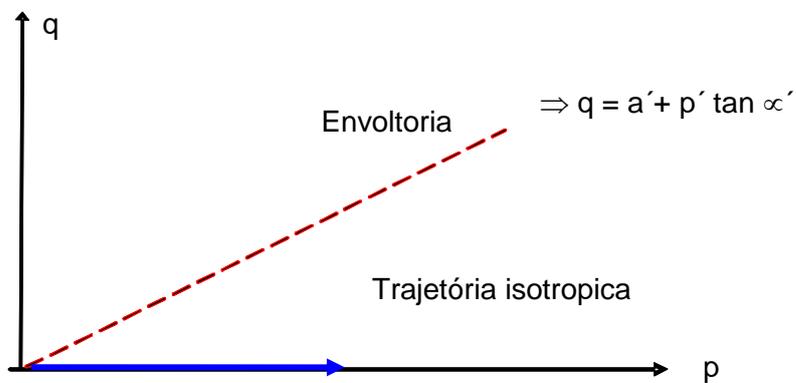


Figura 8. Trajetória de tensão para condição isotrópica

3.2. Resposta do solo ao cisalhamento

No cisalhamento alguns solos sofrem, além das deformações cisalhantes, compressão ou expansão, conforme mostra a Figura 9.

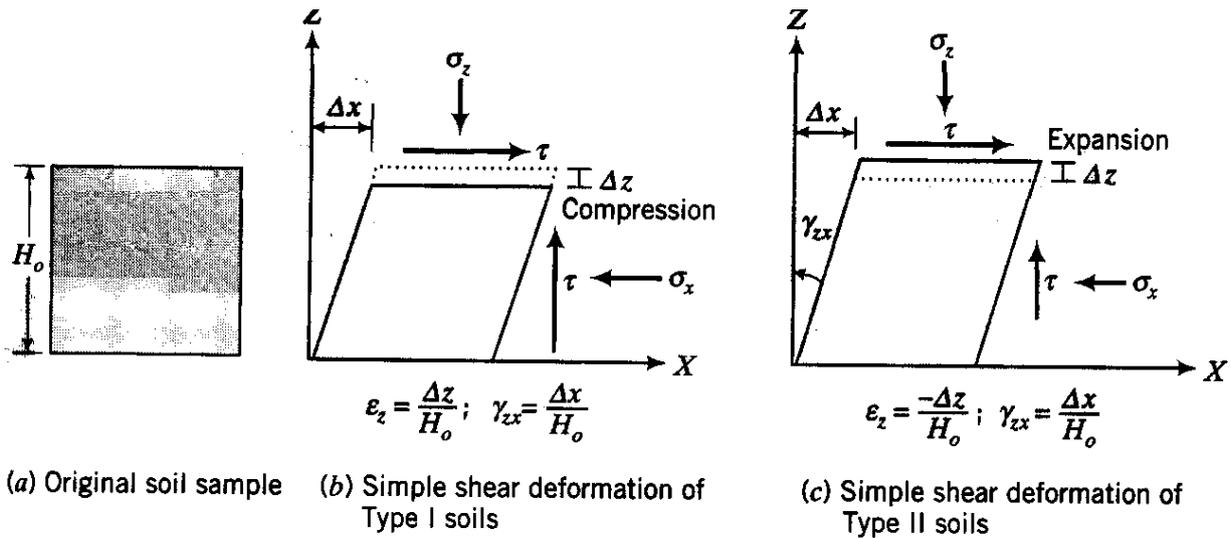


Figura 9. Deformação sob cisalhamento

3.3. Comportamento Tensão x Deformação

A curva tensão x deformação é não-linear (Figura 10), podendo ou não apresentar pico bem definido. Com isso, a definição do **módulo de deformabilidade (E)** irá variar com do nível de tensões e de deformações. Na Figura 10 mostram-se os módulos tangente inicial (E') e o módulo secante (E_s) associado à ruptura.

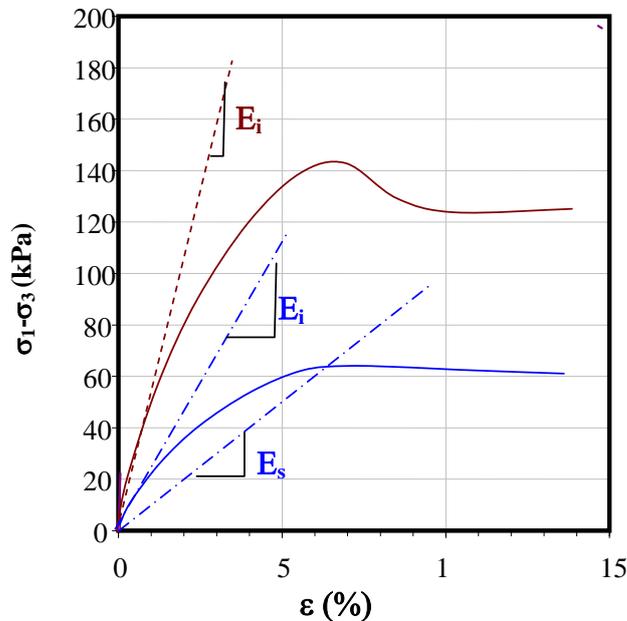


Figura 10. Curva tensão x deformação – cisalhamento

Todos os solos apresentam curvas tensão x deformação que variam em função do confinamento. A variação de E_i com a tensão confinante (σ_3) é representada por equação sugerida por Janbu (1963)⁴:

$$E_i = K Pa \left(\frac{\sigma_3}{Pa} \right)^n$$

$$\log \left(\frac{E_i}{Pa} \right) = \log K + n \log \left(\frac{\sigma_3}{Pa} \right)$$

onde: K e n são parâmetros adimensionais e Pa a pressão atmosférica ($=101,3$ kPa). A função da pressão atmosférica é possibilitar a transformação de unidades; já que os valores de K e n independem da unidade adotada. A variação de E_i com a tensão confinante (σ_3) está representada graficamente na Figura 11

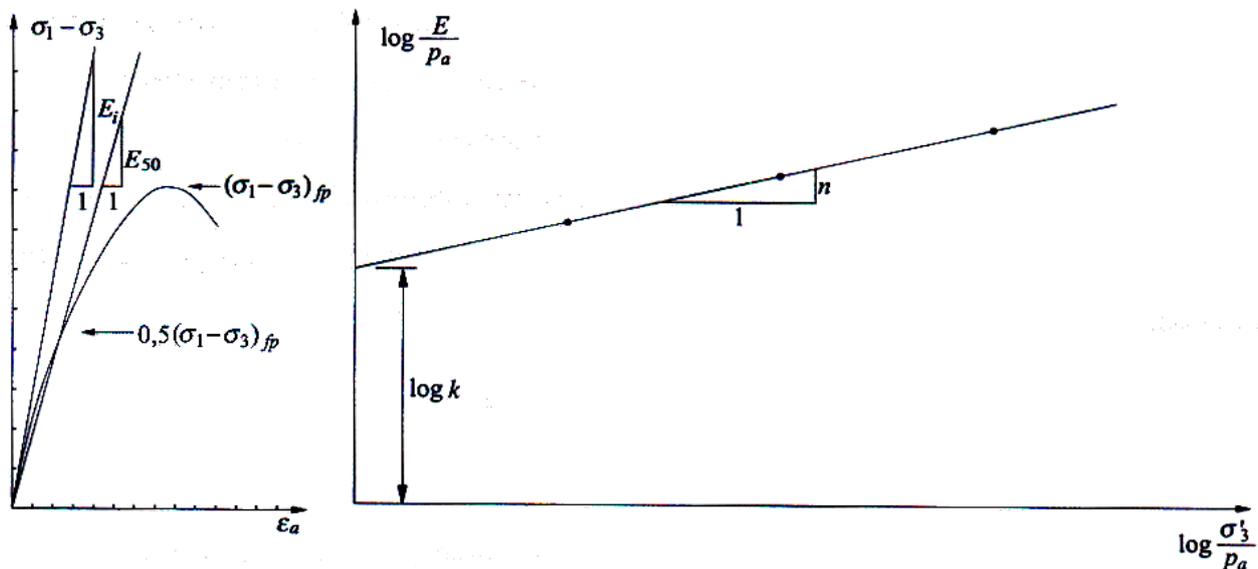


Figura 11. Normalização da Curva tensão x deformação⁵

3.3.1. Caracterização de ruptura

Existem diferentes **formas de se caracterizar ruptura** a partir de curvas tensão x deformação. A Figura 12 mostra como diferentes critérios podem ser adotados:

- (1) tensão de pico;
- (2) máxima razão das tensões principais;
- (3) deformação limite;

⁴ Janbu (1963) Soil compressibility as determined by Oedometer and triaxial tests. European Conf. On Soil Mechanics and Foundation Engineering, Wiesbaden, Germany, vol 1, pp 19-25.

⁵ Janbu (1963) Soil compressibility as determined by Oedometer and triaxial tests. European Conf. On Soil Mechanics and Foundation Engineering, Wiesbaden, Germany, vol 1, pp 19-25.

- (4) estado crítico, a partir do qual as deformações passam a ser nulas;
(5) resistência residual.

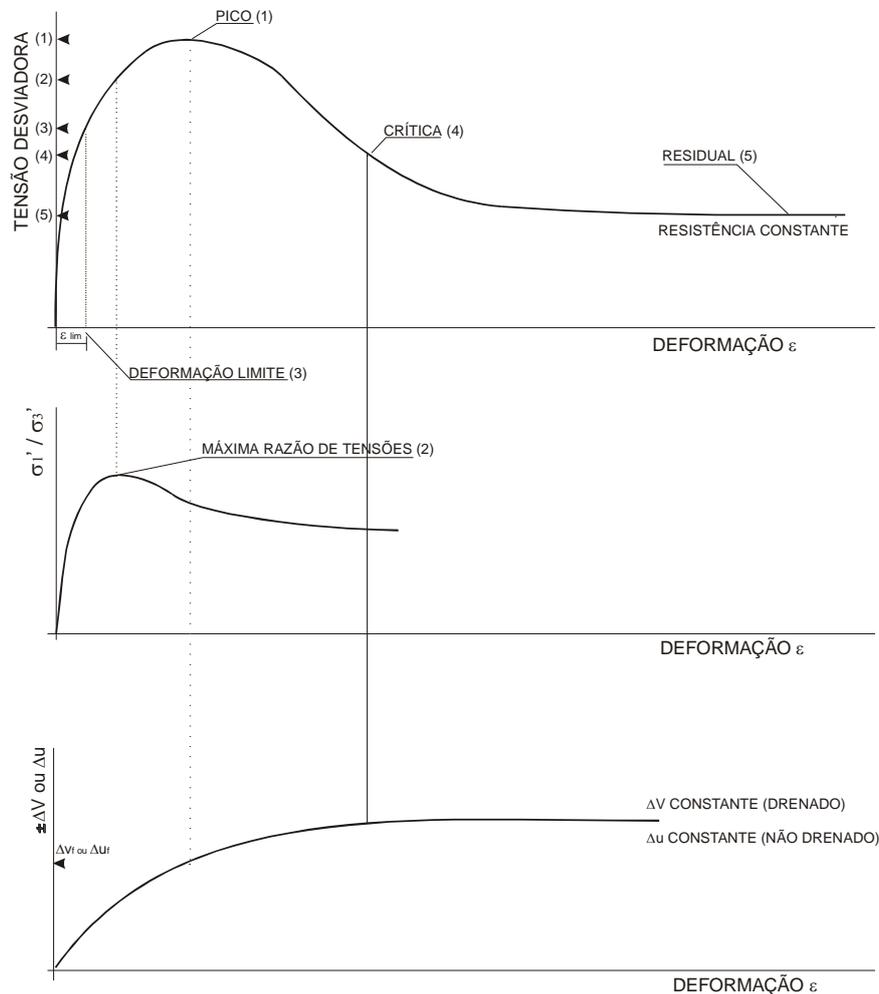


Figura 12 - Critérios de Ruptura para Solos.

O critério de **máxima tensão desviadora**, ou **pico da curva tensão-deformação** é um dos mais tradicionais associados com a ruptura de corpos de prova. No entanto, nem sempre a curva tensão-deformação apresenta pico, e outro critério de ruptura deve ser estabelecido. No entanto, a escolha do critério de ruptura nem sempre é tão óbvia.

Existem também **materiais que se comportam com enrijecimento progressivo (*strain-hardening*)** e, não há uma ruptura definida na curva tensão-deformação. O critério de ruptura utilizado para esse caso pode ser o de deformação, que, no entanto, é de difícil aplicação uma vez que o acréscimo de deslocamento conduz a parâmetros de resistência sempre superiores. De Campos e Carrillo (1995)⁶ propuseram um critério de ruptura para estes solos baseado na

⁶ DE CAMPOS, T.M.P, CARRILLO, C.W. Direct Shear Testing on an Unsaturated Soil from Rio de Janeiro. Unsaturated Soils, Alonso & Delage eds, pp. 31-38, 1995

inclinação da curva tensão-deformação. De acordo com esses autores, a ruptura nesses solos pode ser assumida quando a curva tensão-deformação permanece com uma inclinação constante α , e a tensão cisalhante de ruptura corresponderia ao deslocamento no qual a condição de α constante prevalece (Figura 13).

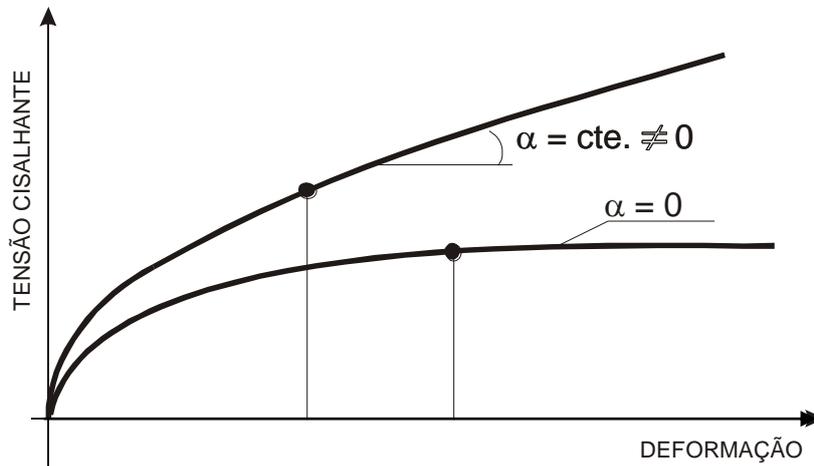


Figura 13 - Definição da Tensão Cisalhante na Ruptura¹

O **critério da resistência residual** é indicado para solos nos quais grandes deformações são previstas. Alternativamente, o critério de condição de deformação limite pode ser mais apropriado.

4. DETERMINAÇÃO DA ENVOLTÓRIA DE RESISTÊNCIA

Uma vez caracterizado o critério de ruptura, a envoltória é obtida realizando-se ensaios com diferentes condições iniciais que permitam a definição dos estados de tensão na ruptura. Na Figura 14 mostra-se que a partir de curvas $\sigma \times \varepsilon$ definem-se os círculos de ruptura (ou residual)

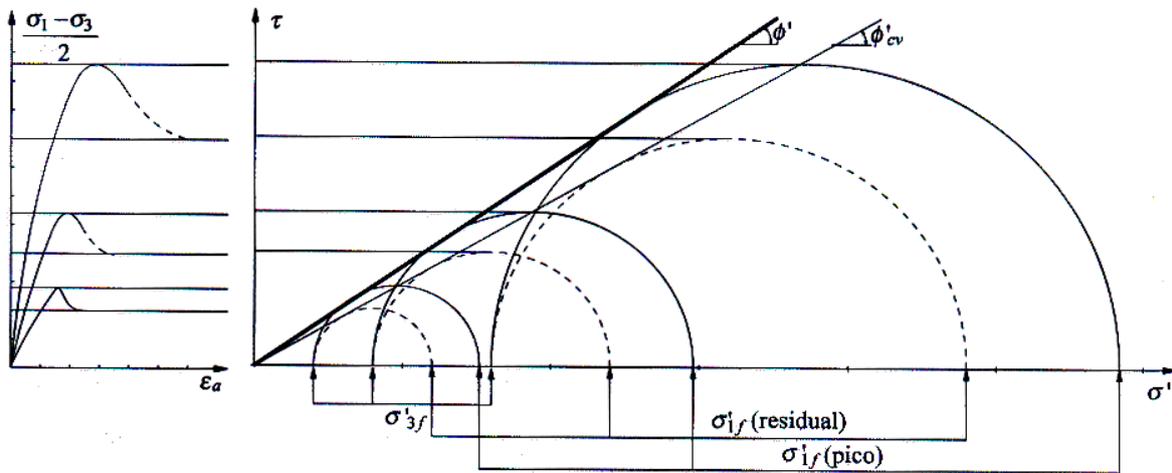


Figura 14. Determinação da envoltória

A Envoltória de Mohr Coulomb **tangencia o círculo de Mohr em um plano diferente do plano de τ_{max}** (Figura 15). No **plano de ruptura as tensões atuantes são σ_{nf} e τ_f** . A ruptura ocorre neste plano como resultado de uma combinação de efeitos. No plano de τ_{max} , apesar da tensão cisalhante ser maior do que τ_f , a tensão normal, atuante neste plano, ($\sigma = (\sigma_1 + \sigma_3)/2$) também é superior à σ_{nf} , garantindo a estabilidade nesta direção. Em outras palavras, **a tensão máxima de cisalhamento não define a ruptura e sim uma combinação de tensões (σ , τ)**

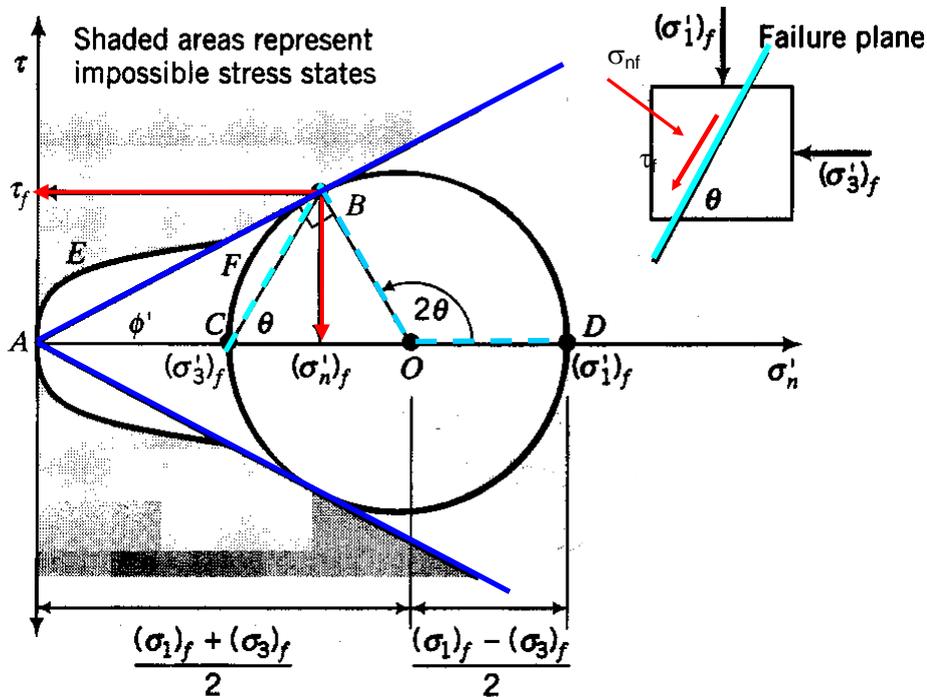


Figura 15. Critério de ruptura de Mohr-Coulomb

De acordo com o círculo de Mohr:

$$\text{sen}\phi' = \frac{OB}{OA} = \frac{\frac{\sigma'_{1f} - \sigma'_{3f}}{2}}{\frac{\sigma'_{1f} + \sigma'_{3f}}{2}} = \frac{\sigma'_{1f} - \sigma'_{3f}}{\sigma'_{1f} + \sigma'_{3f}} = \frac{q}{p}$$

Rearranjando a equação acima tem-se:

$$K_a = \frac{\sigma'_{1f}}{\sigma'_{3f}} = \frac{1 - \text{sen}\phi'}{1 + \text{sen}\phi'} \quad \text{ou} \quad K_p = \frac{\sigma'_{3f}}{\sigma'_{1f}} = \frac{1 + \text{sen}\phi'}{1 - \text{sen}\phi'}$$

O ângulo BOD = 2θ representa a inclinação do plano de ruptura, o qual é relacionado ao ângulo de atrito pela equação:

$$\theta = 45^\circ + \frac{\phi'}{2}$$

A Envoltória de Mohr-Coulomb pode também ser definida no diagrama p' x q, conforme mostra a Figura 16.

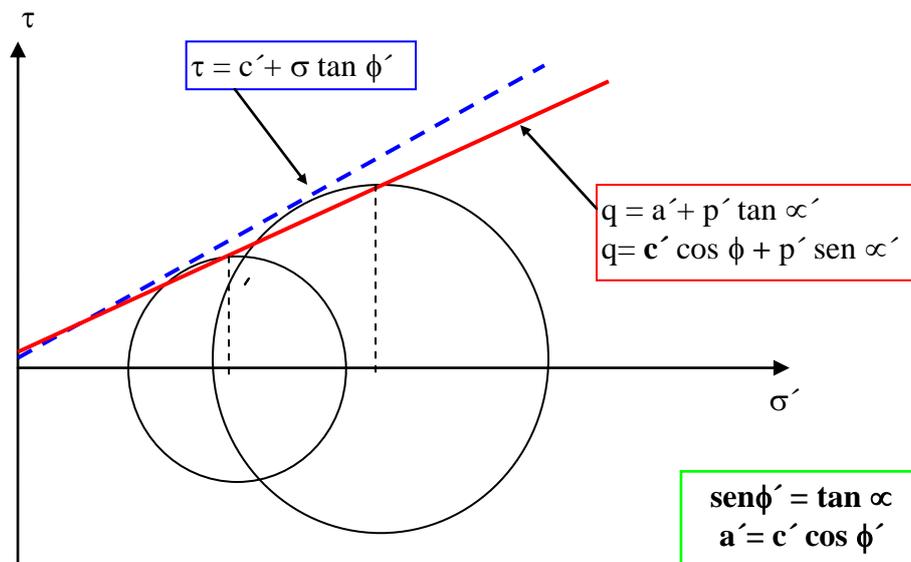


Figura 16. Critério de ruptura de Mohr-Coulomb – diagrama p' x q

É interessante observar que a trajetória de um processo de sedimentação (por, exemplo condição k_o) equivale a uma reta com inclinação constante, conforme mostra a Figura 17. Assim sendo sob condição k_o , não há possibilidade de haver ruptura já que a envoltória de ruptura (linha k_f) se afasta da linha de k constante.

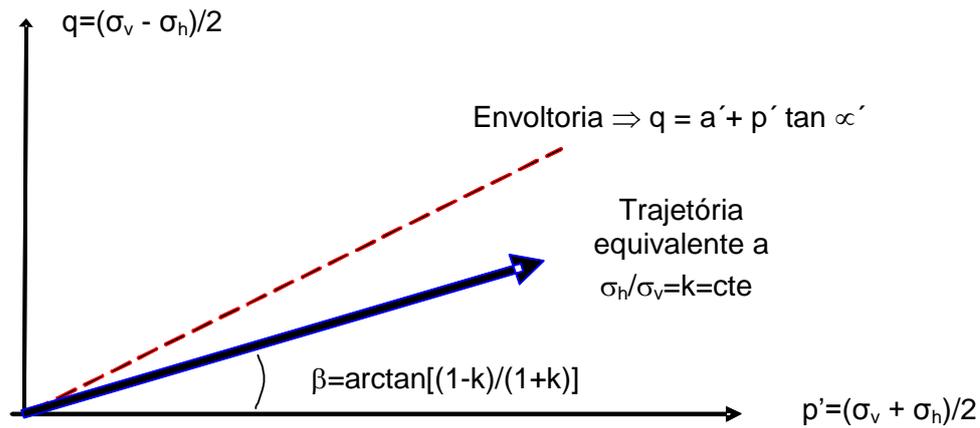


Figura 17. Trajetória de k – diagrama $p' \times q$

4.1. Observações Adicionais

O critério de ruptura de Mohr-Coulomb **não considera a influência da tensão principal intermediária (σ_2)**; isto é, assume-se que os **diferentes tipos de solicitação pressupõem a mesma envoltória**. Indiretamente, assume-se que os estados de deformação não interferem na resistência. Na realidade, esta hipótese não se justifica uma vez que as diferentes relações tensão – deformação (Tabela 1) acarretam em comportamentos distintos.

Tabela 1. Relações Tensão x deformação

Estado	Relação Tensão x Deformação
tridimensionais ($\sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3$)	$\begin{bmatrix} \sigma_1 \\ \sigma_2 \\ \sigma_3 \end{bmatrix} = \frac{E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \begin{bmatrix} (1-\nu) & \nu & \nu \\ \nu & (1-\nu) & \nu \\ \nu & \nu & (1-\nu) \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \varepsilon_1 \\ \varepsilon_2 \\ \varepsilon_3 \end{bmatrix} = \lambda \begin{bmatrix} (1-\nu)/\nu & 1 & 1 \\ 1 & (1-\nu)/\nu & 1 \\ 1 & 1 & (1-\nu)/\nu \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \varepsilon_1 \\ \varepsilon_2 \\ \varepsilon_3 \end{bmatrix}$
assimétricos ($\sigma_2 = \sigma_3$)	$\begin{bmatrix} \sigma_1 \\ \sigma_3 \end{bmatrix} = \frac{E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \begin{bmatrix} 1-\nu & 2\nu \\ \nu & 1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \varepsilon_1 \\ \varepsilon_3 \end{bmatrix}$
planos de deformação ($\varepsilon_2 = 0$),	$\begin{bmatrix} \sigma_1 \\ \sigma_3 \end{bmatrix} = \frac{E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \begin{bmatrix} 1-\nu & \nu \\ \nu & 1-\nu \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \varepsilon_1 \\ \varepsilon_3 \end{bmatrix}$

5. MECANISMOS DE RESISTÊNCIA DE SOLOS

A resistência ao cisalhamento é função de 2 componentes: embricamento e resistência entre partículas (Figura 18).

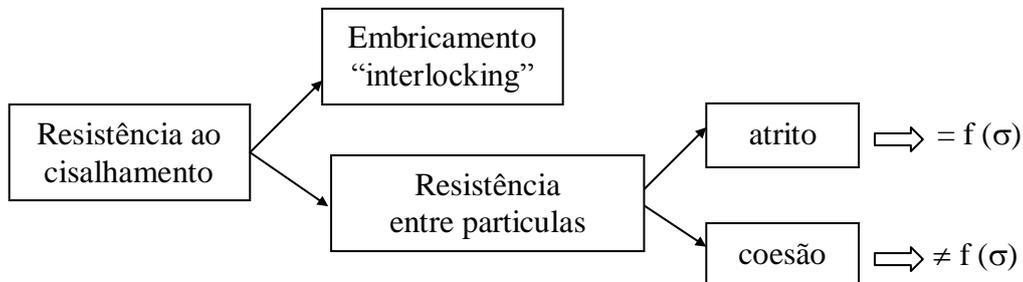


Figura 18. Mecanismos de resistência

5.1. Resistência entre partículas

5.1.1. Mecanismo de Atrito

A resistência entre partículas pode ser vista por analogia à lei de Coulomb que define resistência ao deslizamento de um corpo rígido sobre uma superfície plana (Figura 19). No momento do deslizamento a tensão tangencial se iguala à resistência ao cisalhamento; isto é

$$\tau = \tau_f = \frac{T_{\max}}{A}$$

Esta resistência depende da tensão normal e do coeficiente de atrito entre o corpo e o plano. Em termos de tensões, a lei de Coulomb define uma linha reta e pode ser escrita como

$$T_{\max} = W\mu = W \times \tan \phi' \quad \text{ou} \quad \tau_f = \sigma \times \tan \phi'$$

onde ϕ é denominado ângulo de atrito, função do tipo de solo, compacidade, etc.

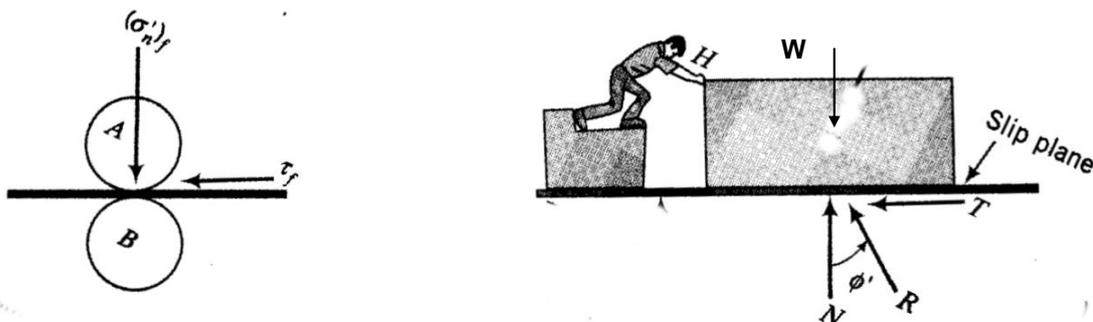


Figura 19. Esquema resistência entre partículas

A **curva tensão x deformação** para esta condição indica um **crescimento crescente das tensões cisalhantes e deformações** até se atingir a condição de ruptura (Figura 20)

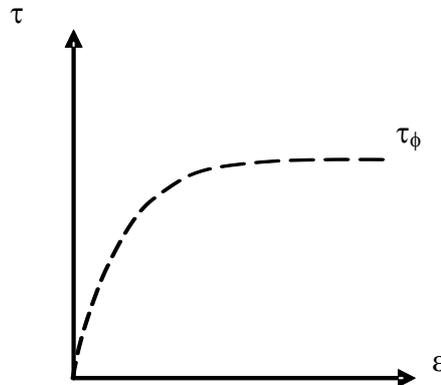


Figura 20. Curva Tensão-deformação resultante do mecanismo de atrito

5.1.2. Mecanismo de Coesão

No caso dos solos **coesivos (argilo minerais) ou cimentados**, a presença de uma ligação entre partículas faz com que o esforço necessário para movimentação relativa do bloco seja aumentado de uma parcela que independe da tensão normal (Figura 21); denominada coesão, isto é $(H/\text{Área}) = \tau_f = c$.. Neste caso a equação englobando os dois mecanismos fica escrita como:

$$\tau = c' + \sigma' \times \tan \phi$$

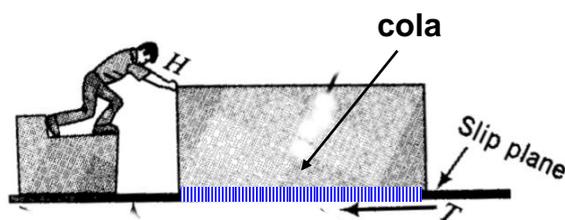


Figura 21. Coesão entre partículas

5.2. Embricamento ou “Interlocking”

O embricamento é definido com o **trabalho necessário para movimentar a partícula ascendentemente**. No caso do **solo fofo** (Figura 22a) os **grãos movimentam-se horizontalmente**, sendo mobilizada a resistência entre grãos. Já no caso do **solo denso** (Figura

22b) existe um trabalho adicional para superar o embricamento entre partículas, **causando necessariamente uma expansão volumétrica durante o cisalhamento (dilatância)**. Assim, quanto mais denso for o solo, maior a parcela de interlocking e, conseqüentemente, maior a resistência do solo.

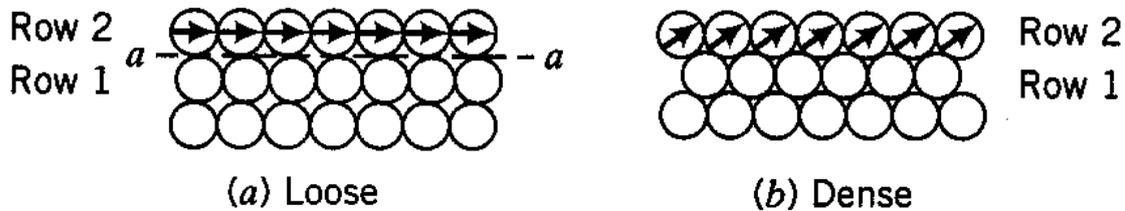


Figura 22. Embricamento (interlocking)

Considerando 2 partículas A e B (Figura 23), estas podem ser representadas por um plano inclinado de ângulo α .

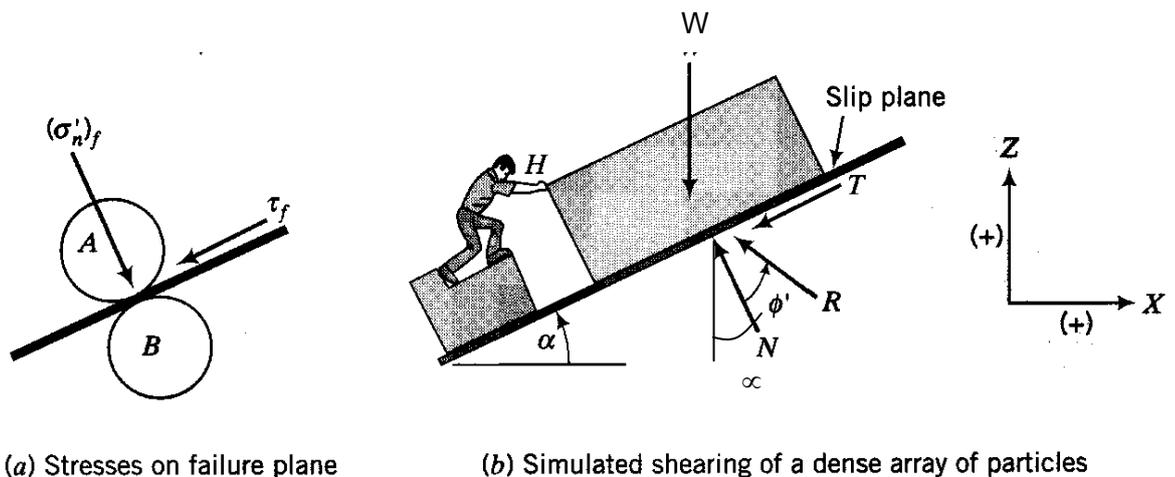


Figura 23. Esquema Embricamento (interlocking)

Neste caso, considerando-se o esforço horizontal $H = T_f$, o equilíbrio pode ser escrito como:

$$\sum F_x = T_f - N \sin \alpha - T \cos \alpha = 0$$

$$\sum F_y = N \cos \alpha - T \sin \alpha - W = 0$$

onde $T = N \mu = N \times \tan \phi'$

Resolvendo o sistema, tem-se

$$T_f = N(\sin \alpha + \tan \phi' \cos \alpha)$$

$$W = N(\cos \alpha - \tan \phi' \sin \alpha)$$

ou

$$T_f = w \frac{(\sin \alpha + \tan \phi' \cos \alpha)}{(\cos \alpha - \tan \phi' \sin \alpha)} = w \frac{\tan \phi' + \tan \alpha}{1 - \tan \phi' \tan \alpha} = w \tan(\phi' + \alpha)$$

Em termos de tensão (F/Área)

$$\tau_f = \sigma \times \tan(\phi' + \alpha)$$

onde α é o angulo de dilatância

A Figura 24 mostra o comportamento tensão deformação esperado para solos com e sem o efeito do embricamento.

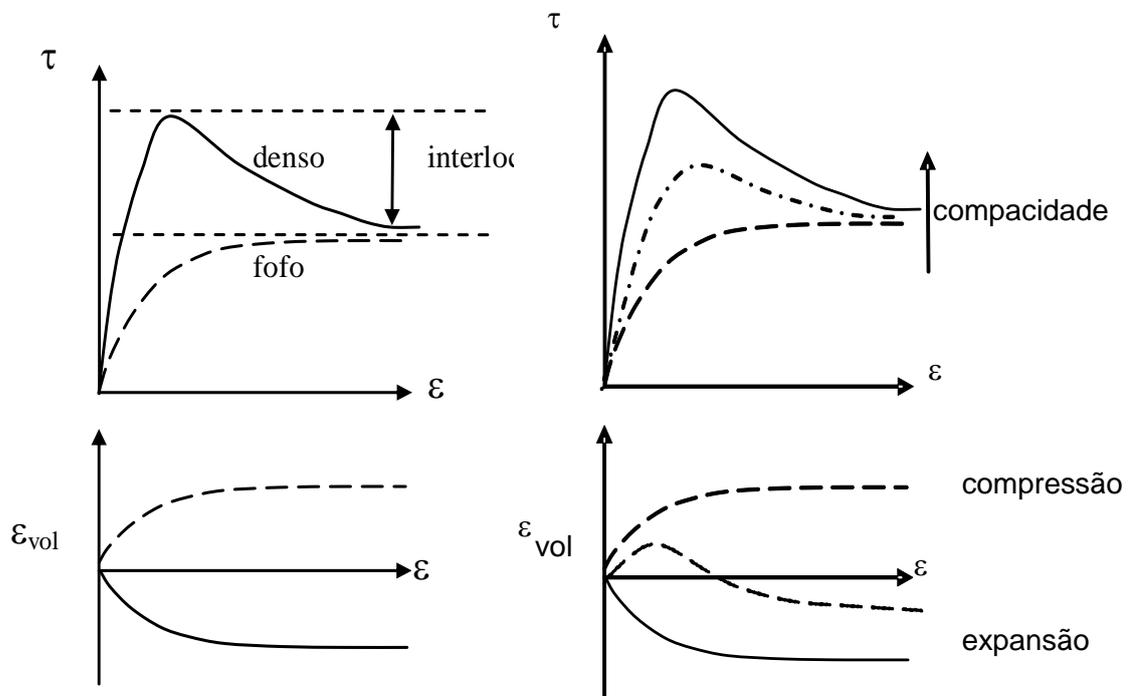


Figura 24. Influência da compactação no comportamento $\sigma \times \tau$

5.2.1.1. Influência da Tensão Normal

Se a **tensão normal aumenta, a tendência de movimento ascendente diminui**; isto é, reduz o efeito de dilatância. No limite é possível imaginar uma tensão normal alta o suficiente para impedir a dilatância. Assim sendo o valor de α varia com o nível de tensão normal. Quanto maior a tensão normal menor α . Neste caso a envoltória de Coulomb passa a ser curva, conforme mostrado na Figura 23.

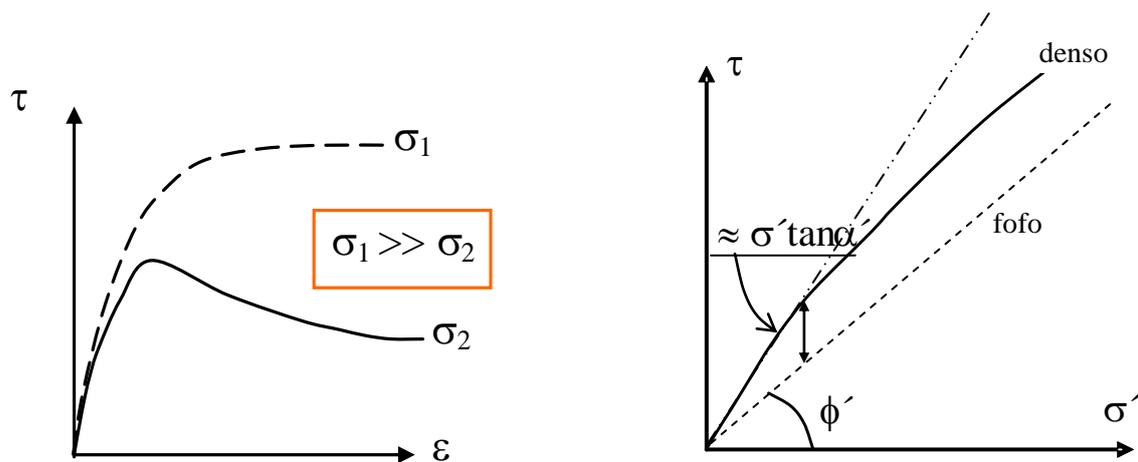
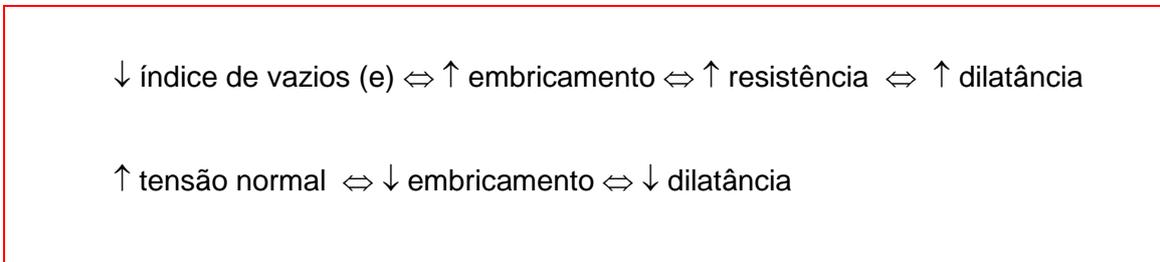


Figura 25. Envoltória de Coulomb

Em resumo, o mecanismo de interlocking interfere na resistência do solo da seguinte forma:

Para determinado valor de tensão normal (σ) \Rightarrow \downarrow índice de vazios (e) \Leftrightarrow \uparrow embricamento

Para determinado índice de vazios (e) \Rightarrow \downarrow tensão normal (σ) \Leftrightarrow \uparrow embricamento



5.3. Combinação dos mecanismos de resistência

Combinando os 2 mecanismos, a resistência ao cisalhamento entre partículas fica definida pelo esquema da Figura 26.

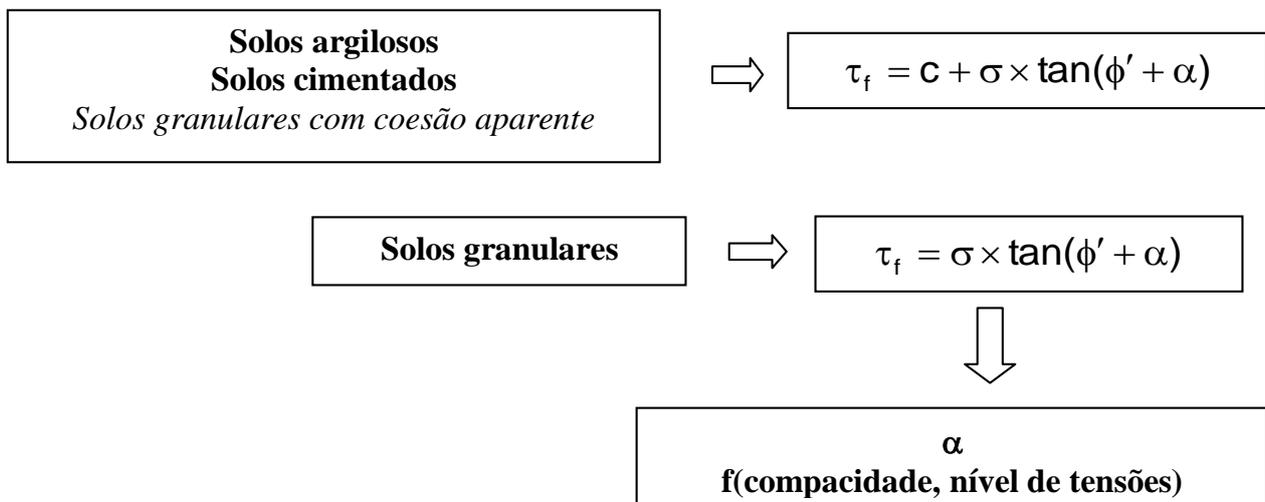


Figura 26. Resistência entre partículas

Neste esquema, a envoltória de resistência é definida pela equação de uma reta, segundo o critério de Mohr-Coulomb, dada por

$$\tau = c' + \sigma' \times \tan \phi'$$

cujos termos são:

c' = intercepto de coesão

ϕ' = ângulo de atrito

5.4. Fatores que afetam a Envoltória de Resistência

Vários fatores afetam a envoltória de resistência, além, evidentemente, do tipo de solo:

- ✓ *Direção de ensaio com relação à anisotropia do material*

Solos anisotrópicos devem ter seu comportamento investigado a partir de ensaios, em diversas inclinações com relação (ao longo e perpendicularmente) aos planos de anisotropia.

Segundo Casagrande e Carrillo (1944)⁷ duas formas significativas distintas de anisotropia podem ser observadas nos solos. Estas podem ser denominadas “anisotropia inerente” e “anisotropia induzida”.

⁷ CASAGRANDE, A. & CARRILLO, N. (1944). “Shear failure of anisotropic materials”. *Proc. Boston Soc. Civ. Eng.* 31, pp. 74-87.

A **anisotropia inerente** foi definida como uma “característica inerente do material e completamente independente das solicitações aplicadas, **resultante do próprio processo de deposição/sedimentação** e formação do material, além de suas características mineralógicas.

Do contrário, a **anisotropia induzida** foi definida como sendo “uma característica física **devida exclusivamente às deformações associadas com tensões aplicadas**”. Por definição, ela é uma parte essencial do processo de deformações de um solo, no entanto sua compreensão é dificultada pelo fato de que o estudo desta característica ser controlado pela rotação das tensões principais durante o cisalhamento. Dependendo da solicitação imposta, as magnitudes e direções das tensões principais variam, como pode ser observado na Figura 27

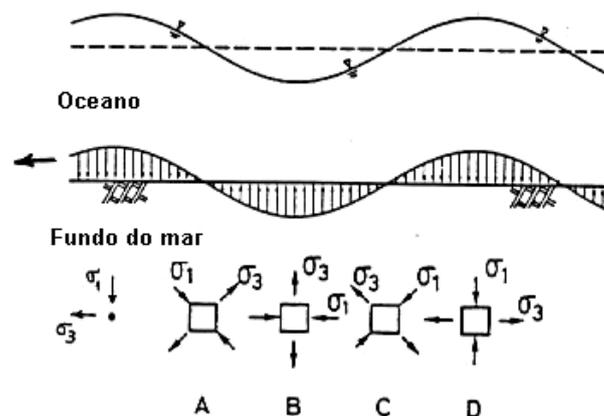
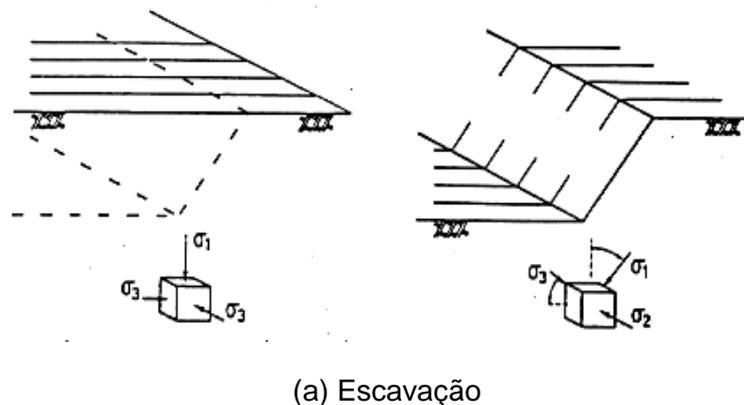


Figura 27. . Rotação das direções das tensões principais⁸

⁸ AZEVEDO, R. F. & SAYÃO, A. S. F. J. (1988). “Ensaio especiais de resistência e deformabilidade de solos em laboratório”. *Simpósio sobre novos conceitos em ensaios de campo e laboratório*, ABMS, Rio de Janeiro, pp. 21-50.

✓ *Tensão principal intermediária*

Vários pesquisadores compararam envoltórias de resistência em ensaios triaxiais de compressão e extensão e concluíram que a trajetória pouco afeta o valor de ϕ' (Figura 28); isto é, **ϕ' independe se $\sigma_2 = \sigma_1$ ou $\sigma_2 = \sigma_3$.**

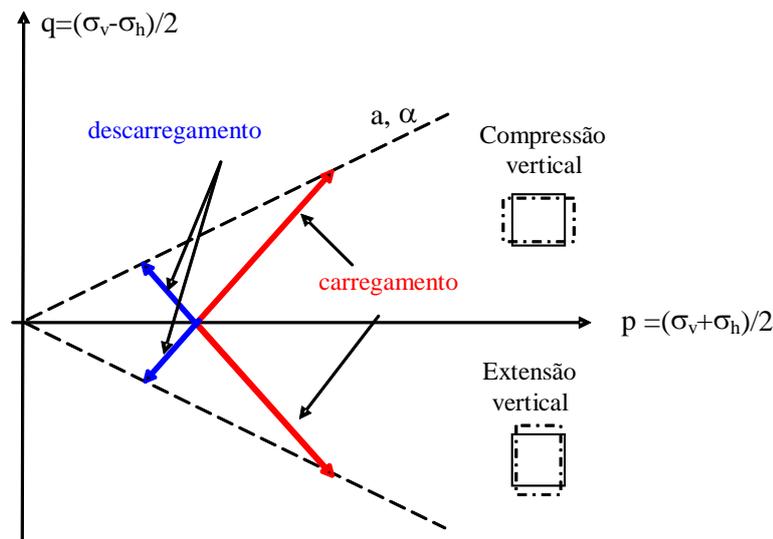


Figura 28. Diferentes trajetórias de tensão¹

Entretanto, a Figura 29 mostra a comparação de resultados de **ensaios triaxiais e de deformação plana** em areias. Os ensaios de deformação plana são realizados em amostras prismáticas, em que a deformação em uma direção é impedida. Observa-se que a diferença no valor de ϕ' reduz em amostras mais fofas. Em amostras densas esta diferença pode chegar a 4°. Conclui-se, portanto, a influencia de σ_2 ; sob condição de deformação plana $\varepsilon_2 = 0$ e $\sigma_2 = \nu (\sigma_1 + \sigma_3)$

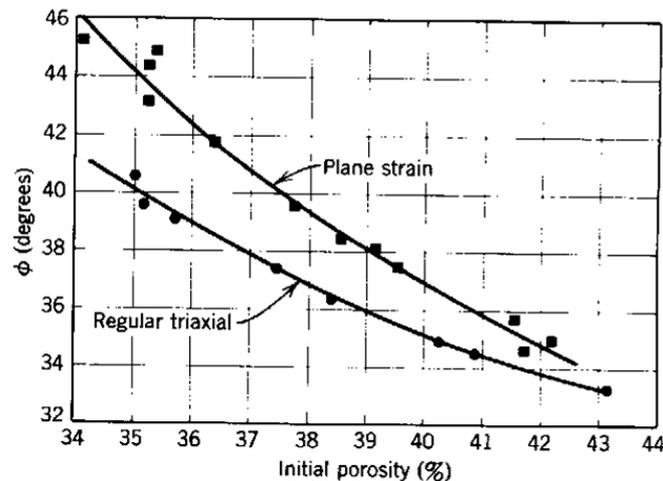


Figura 29. Comparação entre ângulos de atrito de ensaios triaxiais e de deformação plana em areias⁹

- ✓
- ✓
- ✓ *Condições de drenagem*

As condições de drenagem interferem na possibilidade de **geração de poropressão** e, conseqüentemente, nos valores de tensão efetiva

- ✓ *Velocidade de cisalhamento*

A resistência ao cisalhamento de **areias não é afetada pela velocidade de cisalhamento**; isto é, se o carregamento até a ruptura dura 5 seg ou 5 min, o ângulo de atrito é idêntico.

No caso das **argilas**, os efeitos da velocidade de carregamento são significativos. **Carregamentos rápidos geram excessos de poropressão**; quando positivos, estes excessos causam **redução na resistência do material**; quando negativos produzem comportamento contrário.

- ✓ *Nível de tensões*

A **envoltória de Mohr-Coulomb não satisfaz o mecanismo de resistência de solos para qualquer nível de tensões**. Observa-se, em muitos casos, que a envoltória seria mais bem representada por uma curva. Nestes casos, os parâmetros de resistência c' e ϕ' são selecionados a partir da faixa de tensões de trabalho.

⁹ Lambe e Whitman (1969)

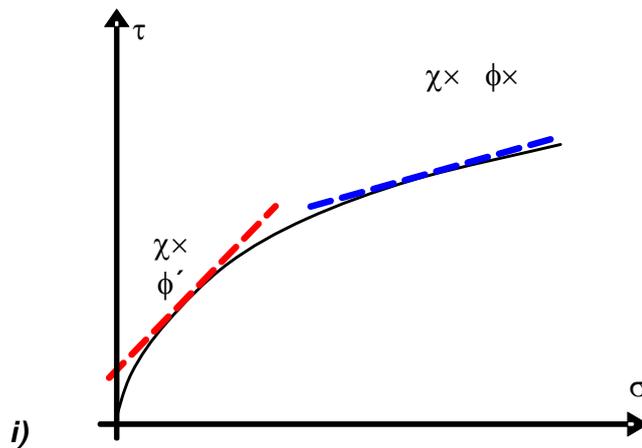


Figura 30. Envoltória não linear

5.5. Ensaio de Cisalhamento direto

O ensaio de cisalhamento direto é o **ensaio mais comum** de determinação da resistência ao cisalhamento de solos. O ensaio consiste na imposição de um plano de ruptura em uma amostra prismática, podendo representar a condição de campo mostrada na Figura 31 .

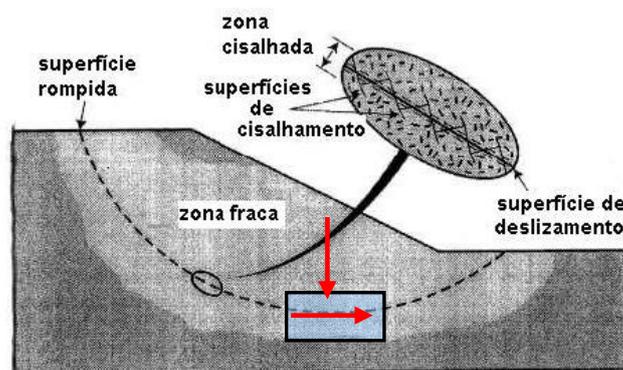
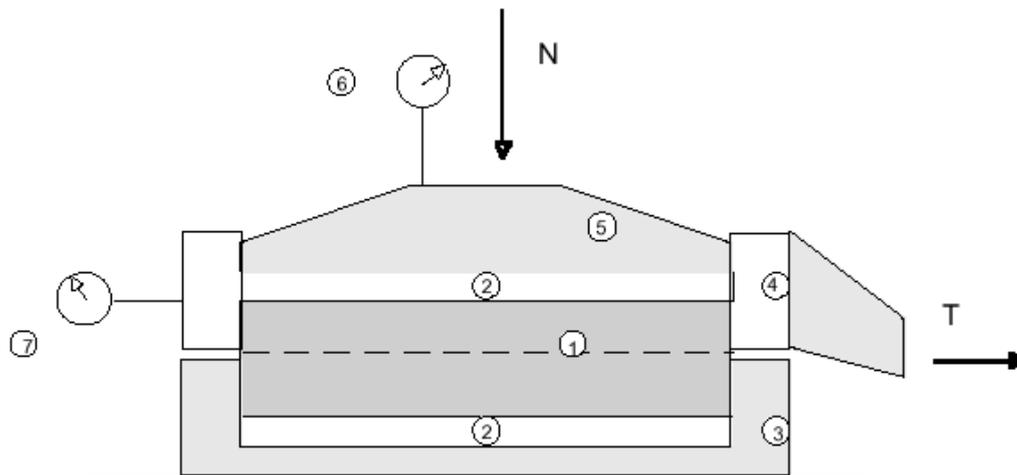


Figura 31. Plano de ruptura

No ensaio (Figura 32)., a amostra é colocada em uma caixa bipartida, onde se aplica a força normal N , constante, aumentando-se progressivamente a força tangencial T e provocando-se o deslocamento de uma das partes da caixa em relação à outra, até a ruptura. Durante o ensaio a área correspondente ao plano de ruptura vai sendo reduzida. Com isso as tensões normal e cisalhante vão sendo alteradas durante o ensaio; isto é:

$$\sigma = N/A_c \text{ e } \tau = T/A_c$$

onde A_c é a área corrigida da seção transversal da amostra.



1 – corpo de prova; 2 – pedra porosa; 3 – parte fixa da caixa de cisalhamento; 4 – parte móvel da caixa de cisalhamento; 5 – cabeçote metálico; 6 – extensômetro para medida da variação de altura do corpo de prova; 7 – extensômetro para medida do deslocamento horizontal da parte móvel da caixa de cisalhamento.

Figura 32. Esquema do Ensaio de Cisalhamento direto

O equipamento empregado no ensaio de cisalhamento direto (Figura 32) consiste em uma célula, ou caixa bipartida, onde o corpo-de-prova é colocado. Para facilitar a drenagem são colocadas duas pedras porosas, no topo e na base da amostra. A força normal é aplicada através de uma placa rígida de distribuição de carga e é possível manter o corpo-de-prova sob água, evitando a perda excessiva de umidade durante o ensaio em amostras saturadas (Figura 33).

A amostra prismática tem usualmente dimensões de 10x10x6cm.



Figura 33 – Ensaio de Cisalhamento Direto.



Figura 34 – Célula de Cisalhamento Direto.

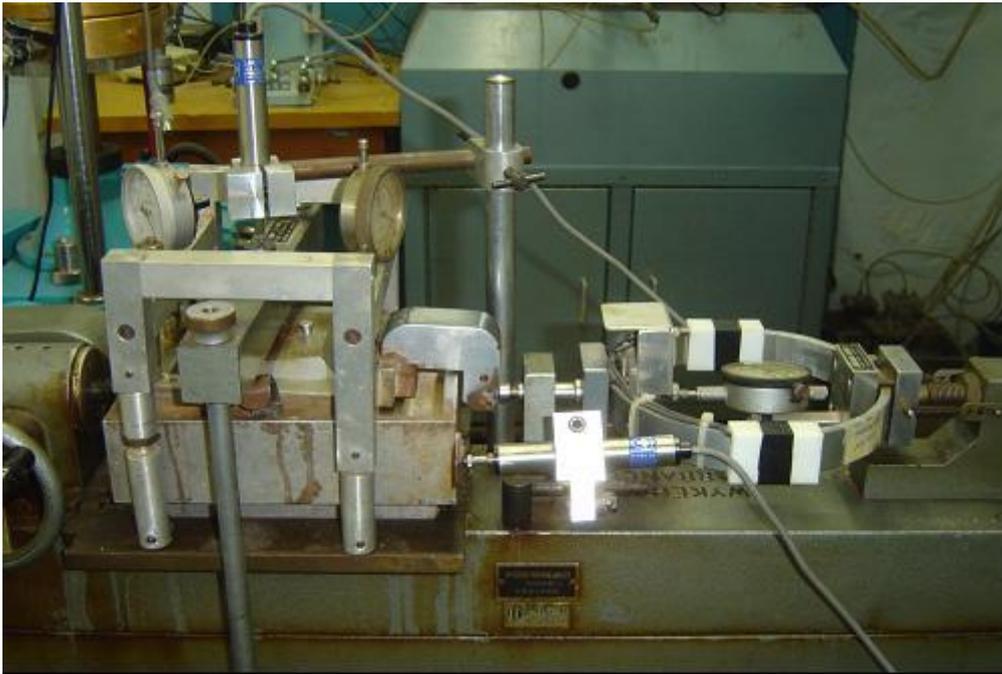


Figura 35 – Detalhe do Ensaio de Cisalhamento Direto

Na **primeira fase do ensaio**, em que a tensão normal é aplicada, as condições são equivalentes às do **ensaio oedométrico**, pois não se permite a deformação lateral. A trajetória de tensões mantém **uma relação K_0** .

Na **segunda fase**, impõe-se, na parte inferior da caixa, uma **velocidade constante de deslocamento**, provocando o aparecimento de uma força tangencial na parte superior, mantida imóvel durante o ensaio. Rolamentos lineares atuando abaixo da caixa eliminam o atrito. A força lateral é medida através de célula de carga (elétrico ou mecânico) que permite a medição da carga aplicada. Extensômetros/ transdutores permitem medir os deslocamentos verticais e horizontais durante o ensaio.

Para evitar o atrito entre as duas metades da caixa metálica, **parafusos espaçadores devem ser acionados de forma a afastá-las cerca de 1mm (0,04pol)**. Na realidade, a escolha deste espaçamento depende da dimensão do maior grão e da compactidade do solo. Teoricamente, o espaçamento deve ser superior à dimensão do maior grão, evitando-se que um grão fique retido no intervalo entre as caixas. Por outro lado, o espaçamento ser grande o suficiente para proporcionar perda de partículas de solo.

A velocidade de ensaio deve garantir uma **condição drenada de carregamento**. A velocidade depende do coeficiente de adensamento (c_v), que reflete as características do solo: permeabilidade e compressibilidade. No caso de areias¹⁰ foi observado que velocidades entre 0,15mm a 2mm por minuto não causavam grandes variações na curva tensão vs deformação.

¹⁰ Lambe (1951) – Soil testing for Engineers

Tabela 2. Velocidade em ensaios de cisalhamento direto

Referência	Solo	Velocidade (mm/min)	σ_v (kPa)
Soares ¹¹ (2001)	Colúvio Textura silto-arenosa, com fração de argila inferior a 15% e baixa plasticidade.	1,21	15 - 200
Gusmão Filho ¹² (1986)	Argiloso	0,177% ϵ /min	30 - 200
Souza ¹³ (1995)	Colúvio (argila – 59%) e residual (areia - 75%)	0,0162	22 - 135

5.5.1. Cálculos

5.5.1.1. Fase de preparação da amostra

Nesta fase, são determinados alguns índices físicos: teor de umidade, peso específico total e densidade dos grãos.

Em seguida, determina-se o índice de vazios

5.5.1.2. Fase de consolidação

Aplica-se a força normal e aguarda-se o processo de consolidação. Ao final deste, o novo índice de vazios é calculado por

$$e_o = \frac{V_v}{V_s} = \frac{H_v}{H_s} \Leftrightarrow \Delta e = \frac{\Delta H_v}{H_s} = \frac{\delta v}{H_s}$$

$$H_o = H_{v_o} + H_s \Rightarrow H_o = (1 + e_o)H_s \Rightarrow H_s = H_o / (1 + e_o)$$

$$\Delta e = \frac{\delta v(1 + e_o)}{H_o}$$

Em seguida, determina-se o grau de saturação : $S = \frac{G_w}{e}$

5.5.1.3. Fase de cisalhamento

São seguidas as seguintes etapas:

- i) Desatarraxam-se os parafusos da parte superior da caixa

11 Soares, J.M.D., et al (2001) – Estudo da estabilidade de encosta em área urbana no município de Santa Maria – RS. – Conferência Brasileira sobre Estabilidade de Encostas – III COBRAE, p199-206.

12 Gusmão Filho, J. de A., et al (1986) – Parâmetros geomecânicos dos solos dos morros de Olinda – VII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações – p199-210.

13 Souza, V.A.D. de (1995) – Estudo de Mecanismos de Ruptura na Encosta do Morro de Santos Rodrigues (Querosene) – RJ – Dissertação de Mestrado - Depto. Engenharia Civil - PUC-Rio.

- ii) Escolhe-se uma velocidade ideal para o ensaio, e liga-se a máquina
- iii) O corpo de prova é comprimido por uma força normal (N) ao plano de cisalhamento
- iv) No quadro metálico que suporta a pedra porosa superior e a parte superior da amostra, é aplicada uma força (T) que cisalha a amostra ao longo da superfície horizontal.

As tensões normal e cisalhante no plano de ruptura são: $\sigma = N/a$ e $\tau = T/a$, onde a é a área da seção transversal da amostra.

T	δh	δv	Ac	τ	σ
x	x	x	$= A_o - (\delta h \times L)$	$= T / Ac$	$= N / Ac$

5.5.2. Resultado de Ensaio

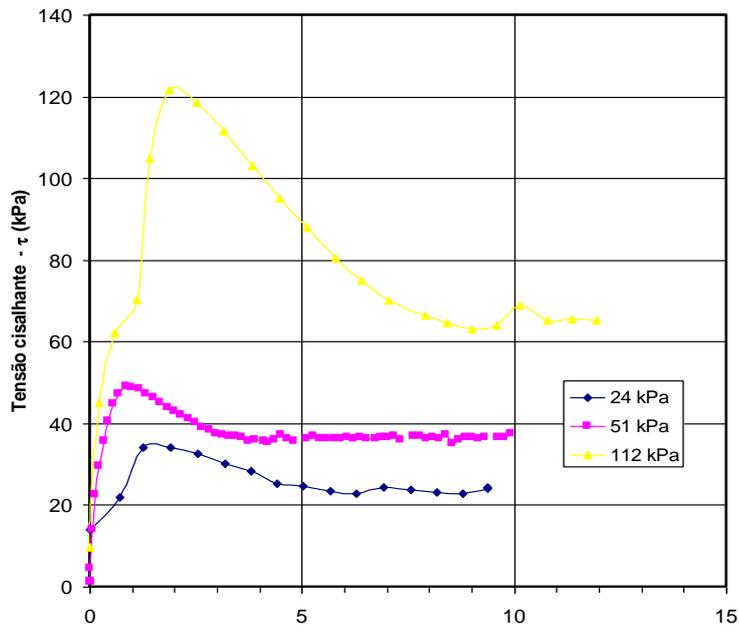
Serão apresentados resultados de ensaios realizados em areia uniforme, cisalhada a uma velocidade de deslocamento de 0,3 mm/min. As características dos corpos de prova ensaiados são apresentadas na Tabela 3.

Tabela 3 - Dados dos corpos de prova.

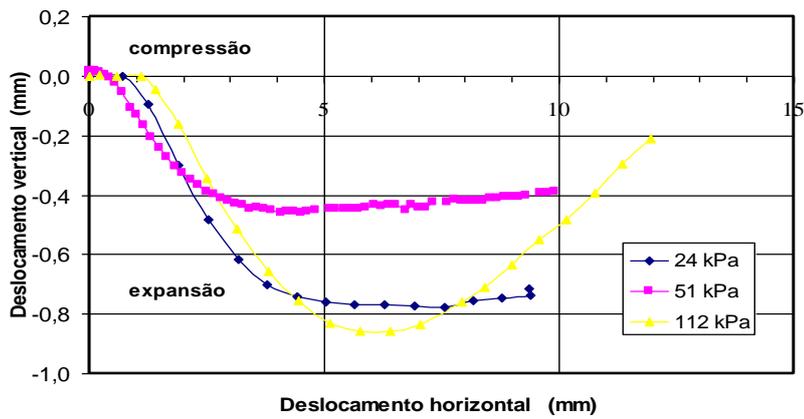
C.P. / Parâmetro	Tensão Normal (kPa)	Índice de Vazios (e)	Peso Específico Inicial (kN/m ³)
CIS 1	24	0,36	19,08
CIS 2	51	0,40	18,60
CIS 3	112	0,35	19,23

Na Figura 36 são apresentadas as curvas tensão vs. deslocamento horizontal e as curvas de deslocamento vertical para os três ensaios realizados. As curvas tensão vs. deslocamento horizontal exibem pico de resistência característico de areias densas, que ocorre devido principalmente ao entrosamento dos grãos. Com relação à variação de volume dos corpos de prova, nota-se uma compressão inicial seguida de uma expansão até aproximadamente 5 mm de deslocamento. Após essa expansão, os corpos de prova apresentaram pequena variação volumétrica, tendendo a uma estabilização.

Ajustando-se a envoltória linear do critério de ruptura de Mohr-Coulomb, obtém-se para a areia ensaiada um ângulo de atrito máximo de 45° (Figura 37).



(a)



(b)

Figura 36 - Resultados dos ensaios de cisalhamento direto.

(areia uniforme - Jardim de Alah).

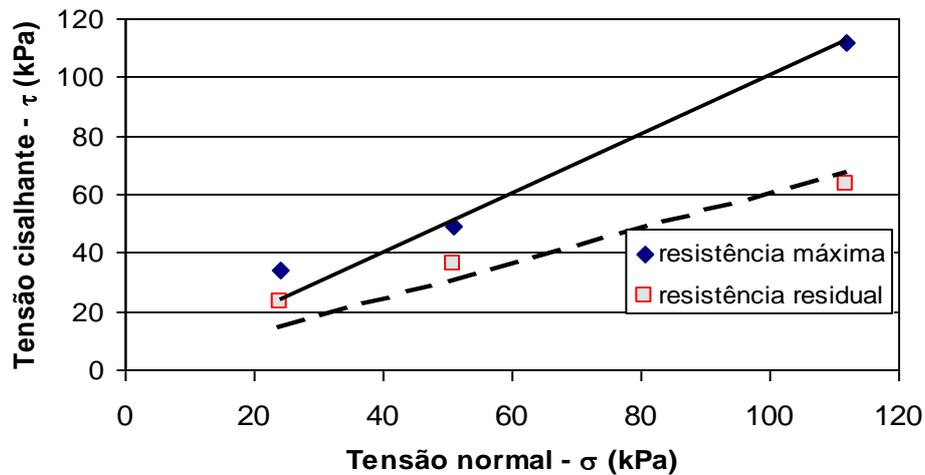


Figura 37 - Envoltórias de ruptura (areia uniforme Jardim de Alah).

5.5.3. Observações Importantes

O ensaio de cisalhamento direto apresenta como principais **vantagens sua simplicidade e facilidade de execução**. Como **desvantagens** têm-se:

v) Plano de ruptura

A **ruptura ocorre em um plano pré-determinado**. Esta desvantagem, entretanto, favorece a realização de ensaios para verificação do **grau de anisotropia**, uma vez que pode-se moldar os corpos de prova de forma que o plano de ruptura fique paralelo ou perpendicular à direção da orientação das partículas.

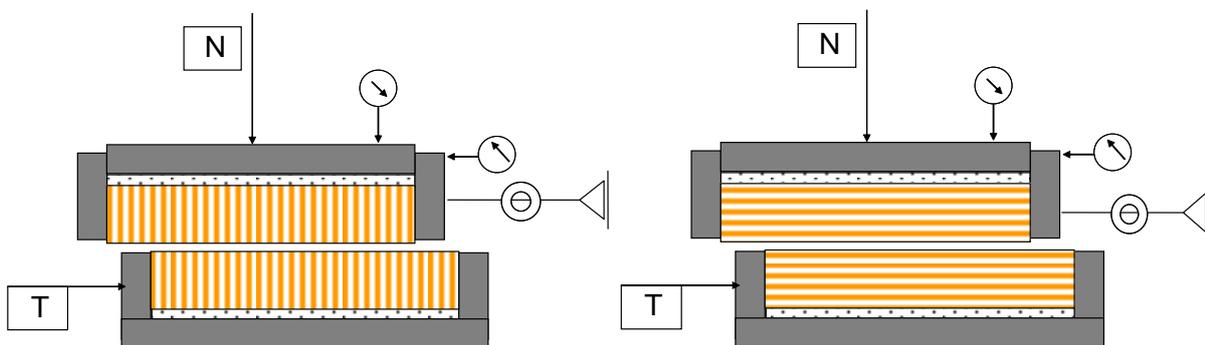


Figura 38. Ensaio de Cisalhamento direto em solos anisotrópicos

vi) Controle de drenagem

Uma deficiência importante do ensaio de cisalhamento direto é a **impossibilidade de controle da drenagem no corpo-de-prova**, pois a caixa não tem um sistema de vedação adequado. Mesmo que fossem usadas placas impermeáveis no topo e no fundo da amostra, seria impossível impedir a saída de água, pois logo que se inicia o ensaio o deslocamento de uma parte da caixa sobre a outra provoca uma abertura entre elas, permitindo a drenagem. Com isso, as tensões efetivas seriam alteradas, tornando difícil a análise dos resultados. Por estas razões, a única solução é **conduzir o ensaio em condições totalmente drenadas**, mantendo nulas as poropressões. Isto é feito controlando-se a velocidade de ensaio (ensaio lento).

vii) Deformações não uniformes

Uma vez iniciada a aplicação da força T , o campo de deformação passa a ser desuniforme, ou seja, diferente para cada ponto considerado no interior do corpo de prova. As deformações específicas lineares ou distorcionais não podem ser determinadas a partir de observações na superfície da amostra.

O modo de deformação (Figura 39) da amostra não permite a determinação da deformação axial, pois esta, por definição, está associada a uma variação de uma determinada dimensão em relação à dimensão original; isto é

$$\varepsilon = \frac{\Delta l}{l_0}$$

No ensaio a dimensão horizontal da amostra permanece inalterada ($\Delta l = 0$). Por outro lado, não se aplica uma condição de cisalhamento puro, como mostra a Figura 39b

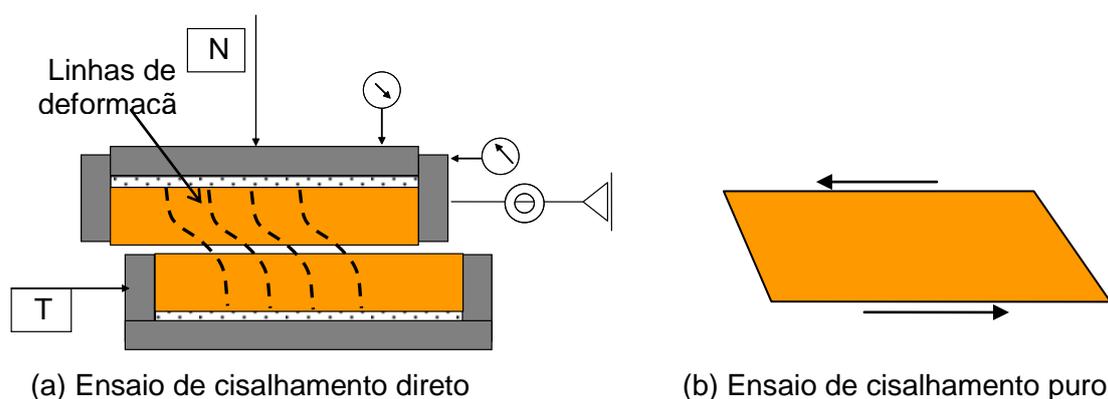


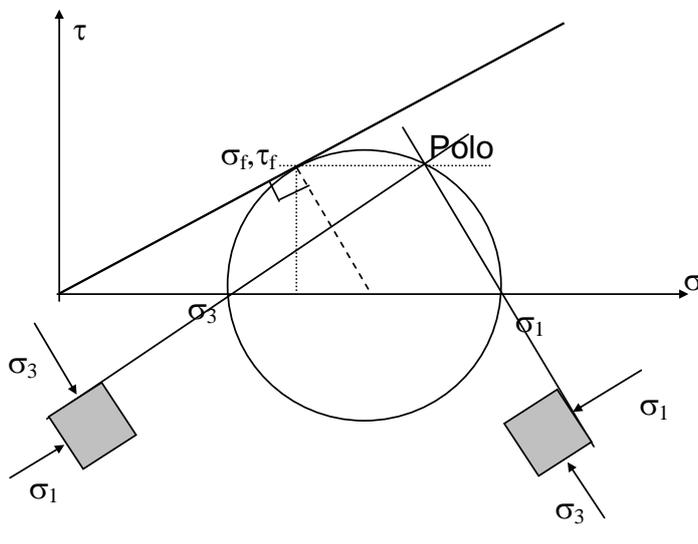
Figura 39. Deformação da amostra

Uma vez iniciado o cisalhamento não se tem qualquer informação sobre o estado de tensão ou de deformações da amostra, sendo impossível saber quais as trajetórias de tensões e deformações e obter módulos de deformação, como o de Young e o coeficiente de Poisson.

As únicas informações obtidas são os deslocamentos no plano de ruptura. Assim, o resultado do ensaio de cisalhamento direto de um corpo de prova **é somente um ponto no diagrama de Mohr, pelo qual podem ser traçados vários círculos.**

viii) Tensões em outros planos

As tensões normal e cisalhante são determinadas exclusivamente no plano, horizontal, aonde ocorre a ruptura. A determinação dos estados de tensão em outros planos só é possível após o traçado da envoltória de ruptura, conforme mostra a (Figura). Observa-se que o ensaio provoca rotação das tensões principais.



Pólo:

Ponto do círculo de Mohr que correlaciona estado de tensões (σ, τ) com a inclinação do plano correspondente. Por exemplo, a reta horizontal que passa pelo Pólo indica que as tensões σ_f, τ_f atuam no plano horizontal; σ_1 e σ_3 atuam em planos inclinados.

Para definir a posição do Pólo, basta conhecer um estado de tensões e em que plano atua.

Figura 40. Magnitude e direção das tensões principais na ruptura

5.6. Ensaio de Compressão Triaxial

O ensaio triaxial é o mais comum e versátil para a determinação das propriedades de tensão-deformação e resistência dos solos em laboratório. As principais referências sobre o ensaio triaxial são o livro de Bishop e Henkel (1962)¹⁴ e, mais recentemente, o trabalho de Head (1980)¹⁵. A Figura 41 mostra um esquema do ensaio.

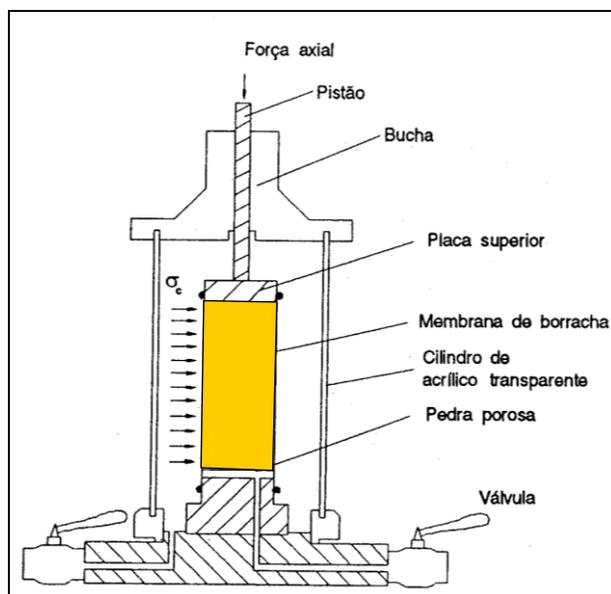


Figura 41 - Célula e prensa Triaxial(PUC-Rio).

No ensaio triaxial, o corpo de prova é cilíndrico, com relação altura/diâmetro da ordem de 2. Em geral, os corpos de prova são moldados com diâmetro de 1,4pol e 4pol. Na realidade, o ensaio não permite o controle independente das tensões nos 3 eixos (triaxial verdadeiro) e estas são aplicadas numa condição assimétrica.

Assim como o ensaio de cisalhamento direto, este é realizado em duas etapas: na primeira aplica-se uma tensão confinante isotrópica (σ_c) e, na fase de cisalhamento, mantém-se constante o valor de σ_c e aumenta-se o valor da tensão axial, σ_1 através da aplicação da **tensão desviadora**

14 BISHOP, A. W., HENKEL, D. J. The measurement of soil properties in the triaxial test, 2.ed., Londres, UK: Edward Arnold Ltd., 227 p., 1962.

15 Head, K.H. Manual of soil laboratory testing. Chichester: John Wiley & Sons Ltd, v.3. 428p, 1998.

$\Delta\sigma_1 = \sigma_1 - \sigma_3$, conforme mostra a Figura 42. A trajetória de tensões é composta de dois trechos: um horizontal, correspondente à compressão isotrópica (fase 1), e o outro inclinado de 45° à direita, correspondente ao aumento da tensão desviadora (fase 2) (Figura 42)

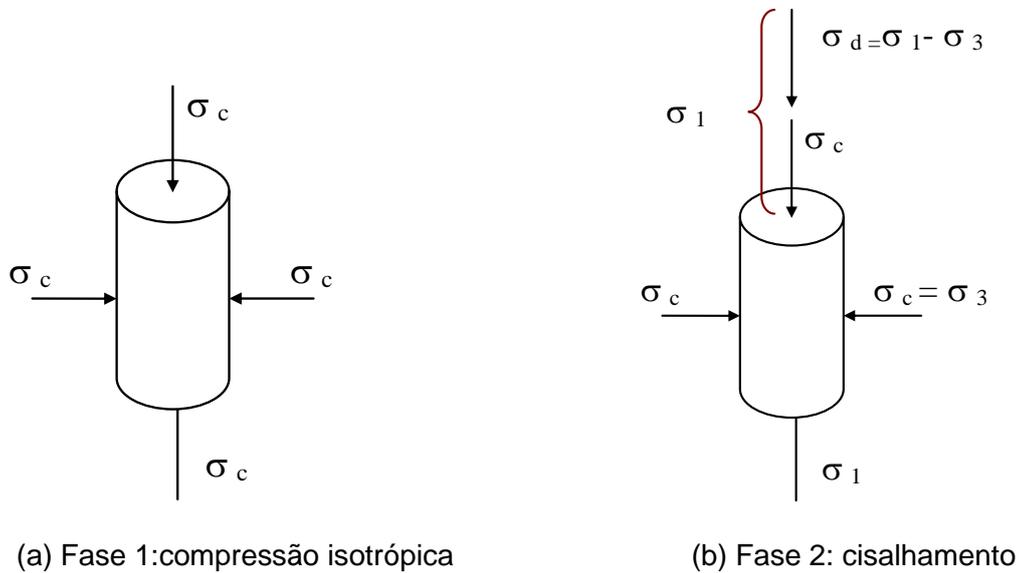


Figura 42. Ensaio Triaxial

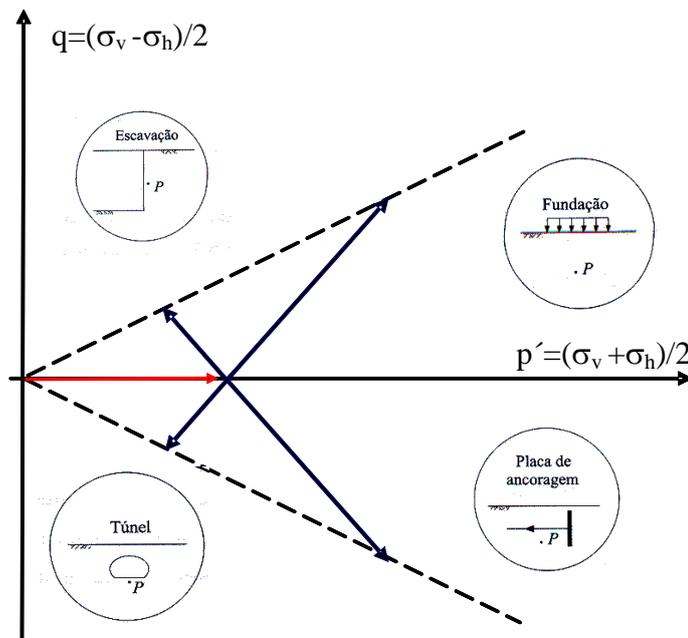


Figura 43. Trajetória de tensões

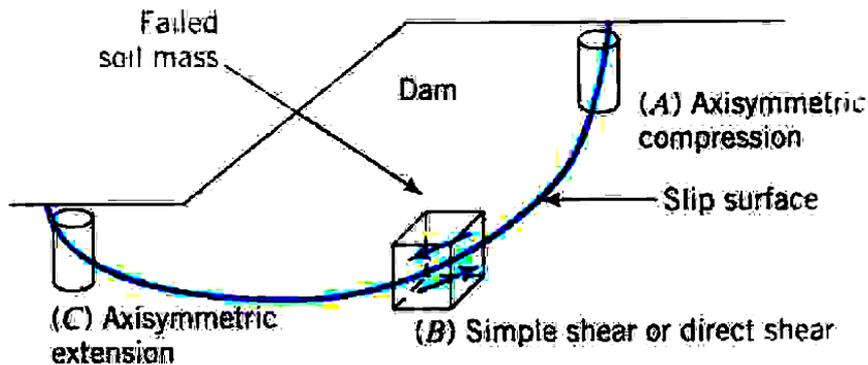


Figura 44. Trajetória de tensões no campo

A célula triaxial (Figura 45) consiste em uma câmara de acrílico transparente assentada sobre uma base de alumínio, uma bucha e um pistão. O corpo-de-prova é colocado sobre um pedestal, através do qual há uma ligação com a base da célula. A carga axial é aplicada pelo pistão e a pressão confinante, através da água da célula. Entre o pedestal e a amostra utiliza-se uma pedra porosa para facilitar a drenagem.



Figura 45 - Célula Triaxial (PUC-Rio).

O corpo-de-prova é envolvido por uma membrana de borracha, vedada no topo e na base por anéis de borracha ou elásticos comuns, para evitar contato com água e variação de umidade durante o ensaio. Em contato direto com o corpo-de-prova, utiliza-se uma tira de papel-filtro, cujo objetivo é diminuir o caminho de drenagem ao longo do mesmo para obter equalização de poropressões e facilitar a drenagem. O papel-filtro é utilizado também entre o corpo-de-prova e a pedra porosa, para evitar o ingresso de solo e a colmatagem da pedra.



Figura 46 – Detalhe do Corpo de prova

Os instrumentos necessários para a medição da variação volumétrica e da poropressão constam de um transdutor de pressão, uma válvula para controle da drenagem e uma bureta graduada. A drenagem pode ser controlada através da válvula, que é o único caminho possível de entrada ou saída de água; fechando-a, o ensaio é realizado em condições não drenadas.

Quando a drenagem é impedida há a alternativa de medição das poropressões, através de transdutor de pressão. O transdutor trata-se de instrumento que possui um diafragma muito sensível à variação de pressão na água, produzindo um sinal elétrico proporcional, que é medido por instrumentos eletrônicos digitais. O valor da poropressão é obtido diretamente em unidades de engenharia, kPa ou MPa, mediante uma calibração prévia.



Figura 47 – Anel de carga e célula de carga



Figura 48 – Medidores de variação de volume



Figura 49 – Transdutor deslocamento



Figura 50 – Transdutor de pressão

A Figura 51 ilustra o andamento de ensaio triaxial em 2 corpos de prova. Pode-se observar que, especialmente para o caso do ensaio 1, a superfície de ruptura encontra-se bem definida. Por sua vez, para o ensaio 2, verificou-se o enrugamento da membrana.

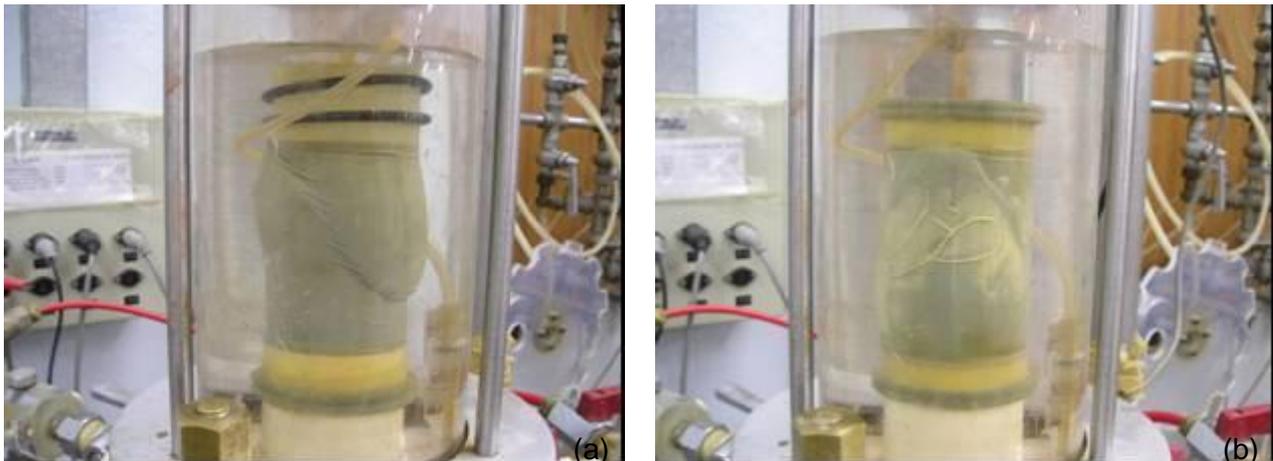


Figura 51 – Ensaio triaxial não adensado não drenado.



Figura 52 – Corpo de prova ao final de ensaio

5.6.1. Tensão Desviadora

A aplicação da tensão desviadora pode ser feita por:

Ensaio de deformação controlada \Rightarrow neste ensaio impõe-se deformações e medem-se as tensões resultantes. Em geral a velocidade de deformação é imposta por uma prensa. A base da amostra se movimenta ascendentemente a uma velocidade constante, sendo o deslocamento do topo impedido. Com isso mede-se a tensão desviadora. A vantagem deste esquema é que pode-se reproduzir qualquer comportamento tensão x deformação com ou sem pico bem definido.

Ensaio de tensão controlada \Rightarrow neste ensaio impõe-se tensões e medem-se as deformações resultantes. A vantagem deste esquema é poder reproduzir trajetórias de tensão diferentes das do ensaio de deformação controlada. Com isso, torna-se possível determinar parâmetros de deformabilidade adequados às trajetórias reais. A **Figura 53 mostra resultados de ensaios de tensão controlada em argila onde verifica-se claramente os efeitos das trajetórias no módulo de Young**. Esses efeitos não atuam nos parâmetros da envoltória de resistência (envoltória única)

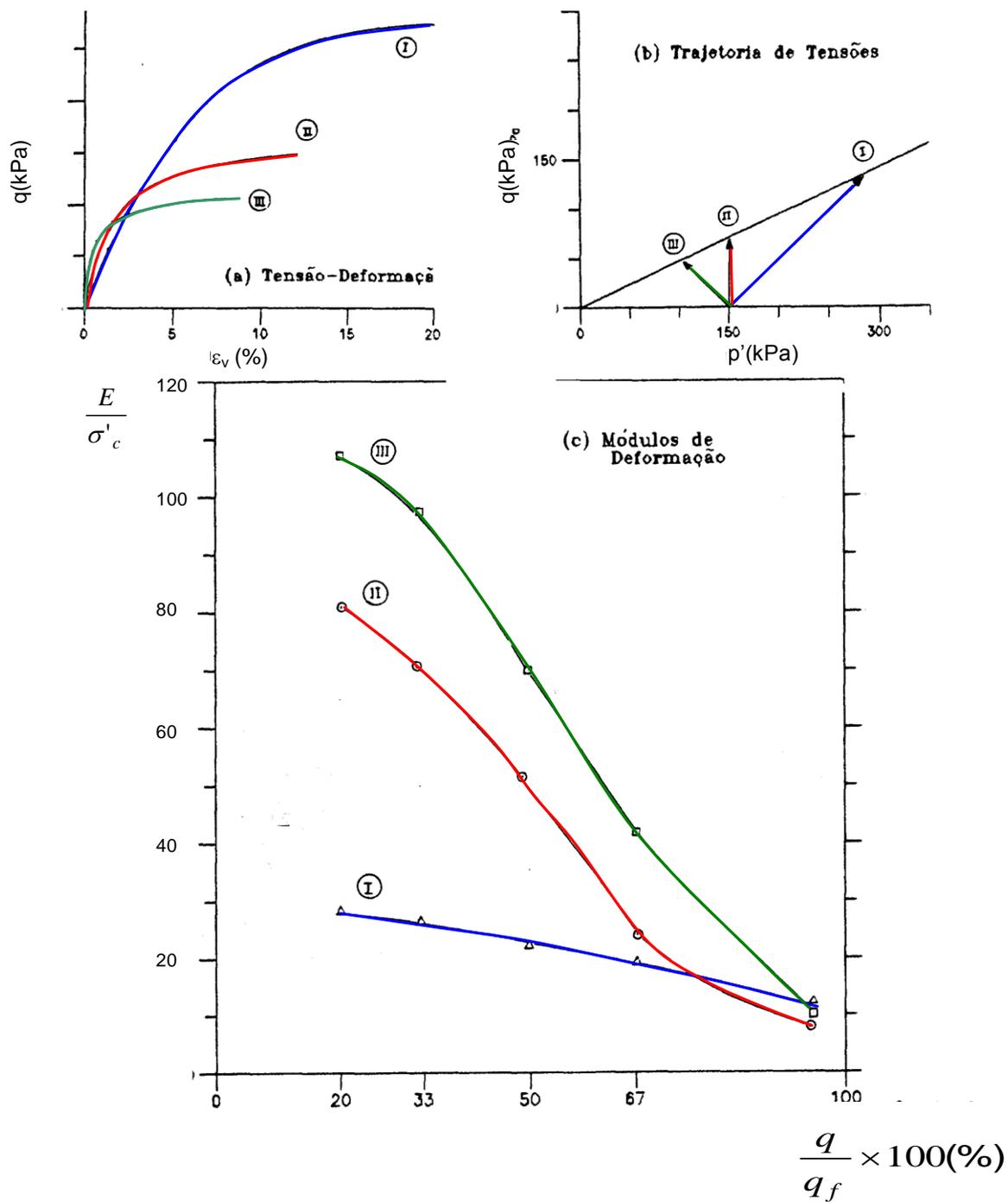


Figura 53. Influência das trajetórias de tensão no módulo de deformabilidade E^{16}

Entretanto não se consegue acompanhar o comportamento tensão x deformação de solos com pico bem definido. Uma vez atingido a máxima tensão desviadora, não se consegue controlar a redução da tensão pós pico.

¹⁶ Carpio, G. William Tapia (1990) Ensaios Triaxiais cubicos e axi-simetricos em argila normalmente adensada. Dissertação de Mestrado – PUC-Rio

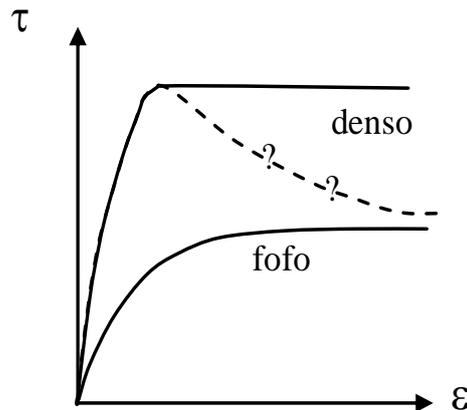


Figura 54. Limitação do ensaio de tensão controlada

5.6.2. Controle de drenagem

Dependendo das condições de drenagem, os ensaios podem ser classificados como:

Ensaio adensado e drenado (CD ou CID) \Rightarrow a drenagem é mantida aberta em todas as fases. Com isso o ensaio permite que a amostra seja adensada para o nível de tensão efetiva desejado antes do cisalhamento e que a variação volumétrica seja monitorada. Isso pode ser feito facilmente em materiais saturados, bastando observar, através da bureta graduada, a quantidade de água que sai ou entra no corpo-de-prova.

Adicionalmente, pode-se controlar as linhas de drenagem através da aplicação **de contra-pressão**; isto é, um valor de poro-pressão pré-definida. Com isso a dissipação da poropressão não se dá para pressão atmosférica e sim para o valor pré-definido.

A aplicação da contra-pressão é muito utilizada para garantir a condição de saturação do corpo de prova. Antes do início do ensaio propriamente dito, aplica-se contra-pressões no topo e na base da amostra de forma a gerar uma condição de fluxo (ascendente). Com isso eventuais bolhas de ar são dissolvidas na água sob pressão restaurando a condição de saturação original. Solos saturados *in situ* podem perder umidade devido às perturbações durante a coleta, transporte, armazenamento e moldagem do corpo-de-prova. A saturação de solos originalmente não saturados (solos compactados) é muitas vezes feita em laboratório, para possibilitar a medida das variações volumétricas a partir da drenagem da água presente nos vazios. Medições internas de variação de volume do corpo-de-prova, ou seja, através da água que entra ou sai do mesmo, só são possíveis se o corpo-de-prova for 100% saturado.

O uso de contra-pressão também é recomendado em materiais dilatantes, isto é, aqueles que tendem ao aumento de volume durante o cisalhamento. Nestes materiais os acréscimos de poropressão Δu são negativos durante o cisalhamento. Se a pressão de referência fosse a atmosférica, seria impossível medi-los. Com aplicação da contrapressão u_0 , com um valor adequado, isto se torna possível, pois está sendo medido u positivo e calculado Δu através da equação $\Delta u = u - u_0$.

Ensaio adensado e não drenado (CU ou CIU) \Rightarrow a drenagem é mantida fechada durante o cisalhamento. Com isso o ensaio permite que a amostra seja adensada para o nível de tensão efetiva desejado antes do cisalhamento. Quando se mede poropressão na fase de cisalhamento ensaio é representado pelo símbolo $C\bar{U}$.

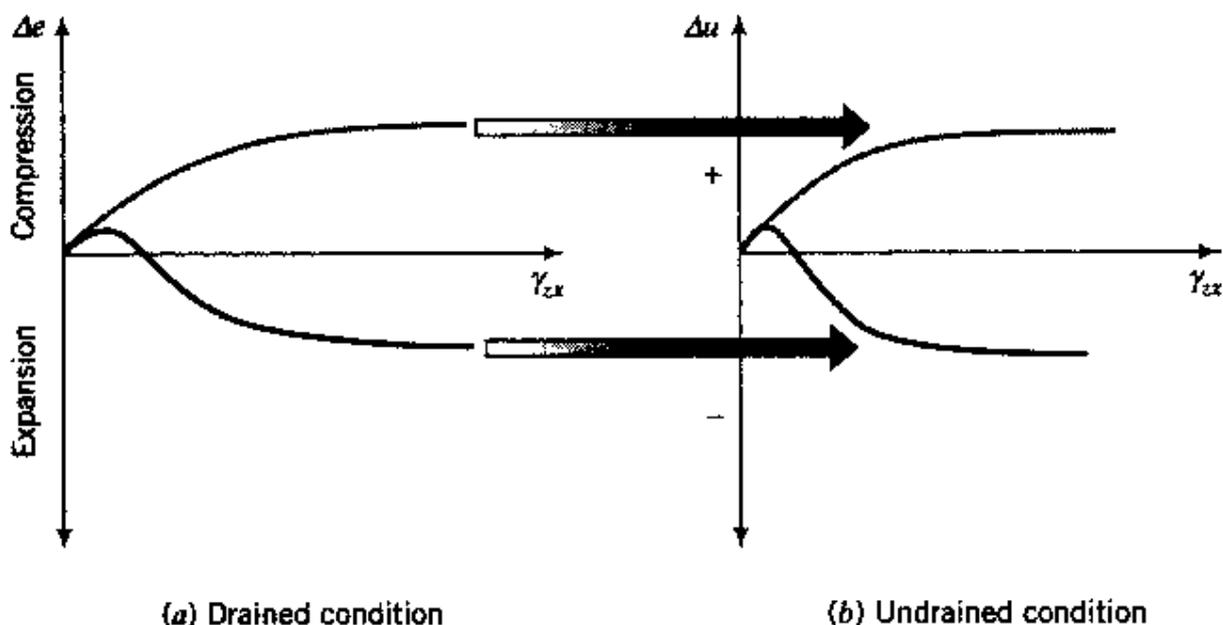


Figura 55. Diferença entre condição drenada e não-drenada

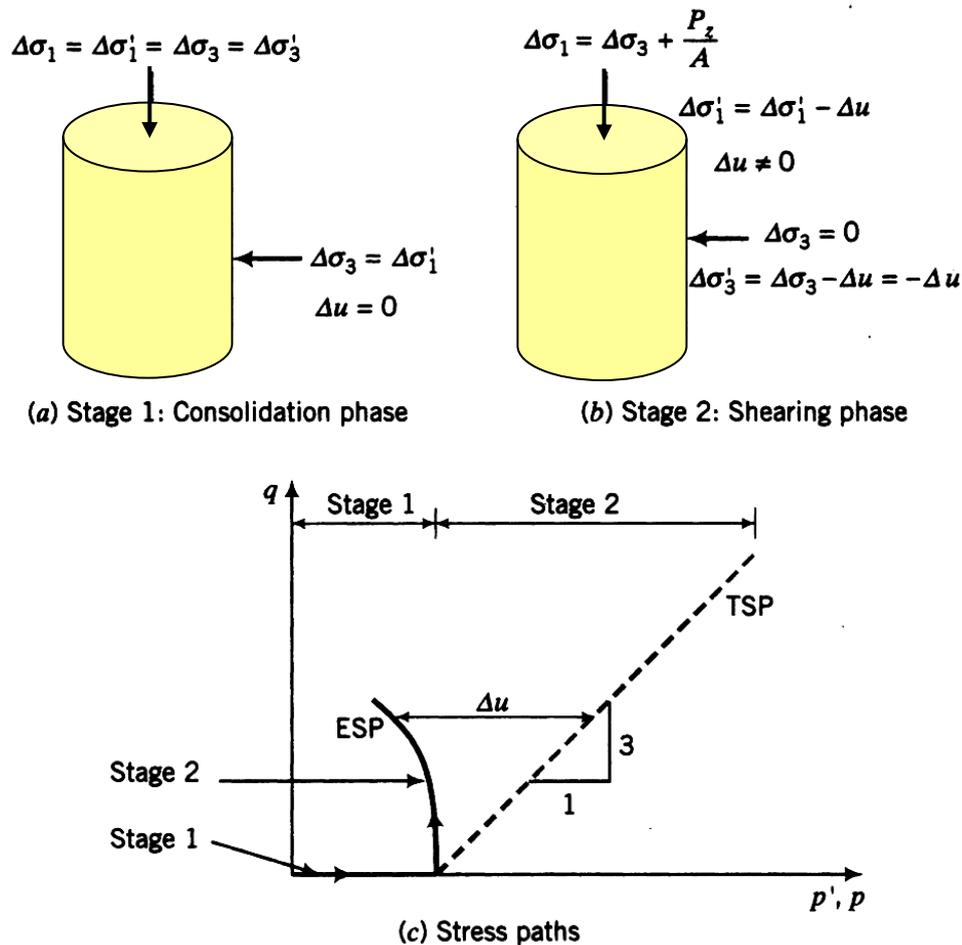


Figura 56. Trajetória de tensão em ensaios $C\bar{U}$.

Ensaio não adensado e não drenado (UU) \Rightarrow a drenagem é mantida fechada em todas as fases do ensaio. Com isso as poropressões são geradas em ambas as fases de consolidação e cisalhamento. Neste caso, pode-se medir as poropressões através de transdutores instalados nas saídas de drenagem. Quando se mede poropressão o ensaio é representado pelo símbolo $\bar{U}\bar{U}$. [Ensaio realizado por Ladd et al. (1977)¹⁷ e Tavenas e Leroueil (1987)¹⁸ mostram que testes UU (não consolidado não drenado) e UC (compressão não confinada) apresentam graves erros devido à perturbação devido à amostragem, incorreto nível de tensões inicial e omissão da fase de adensamento.]

¹⁷ LADD, C.C.; FOOT, R.; ISHIHARA, K.; SCHLOSSER, F.; POULOS, H.G. Stress-deformation and strength characteristics. International Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering, 11., Tokio, 1977. **Anais.** s.L.: s.n. v.2, p.421-494, 1977.

¹⁸ TAVENAS, F., LEROUÉIL, S. Effects of Stresses and Time on Yielding of Clays. **Proceedings of the 9th International Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering**, Tokyo, vol. 1, pp. 319-326, 1977.

Se o solo está saturado, a geração de poropressão terá o mesmo valor da tensão confinante aplicada, não havendo, portanto, variação no valor da tensão efetiva antes do cisalhamento.

	$(\sigma_c)_{\text{ensaio 1}} = 50\text{kPa}$	$(\Delta u)_{\text{ensaio 1}} = 50\text{kPa}$
	$(\sigma_c)_{\text{ensaio 2}} = 100\text{kPa}$	$(\Delta u)_{\text{ensaio 2}} = 100\text{kPa}$
	$(\sigma_c)_{\text{ensaio 3}} = 150\text{kPa}$	$(\Delta u)_{\text{ensaio 3}} = 150\text{kPa}$

Na etapa de cisalhamento, os círculos de tensão total serão diferentes, pois se iniciam em níveis de tensão diferentes. Entretanto os círculos efetivos serão coincidentes

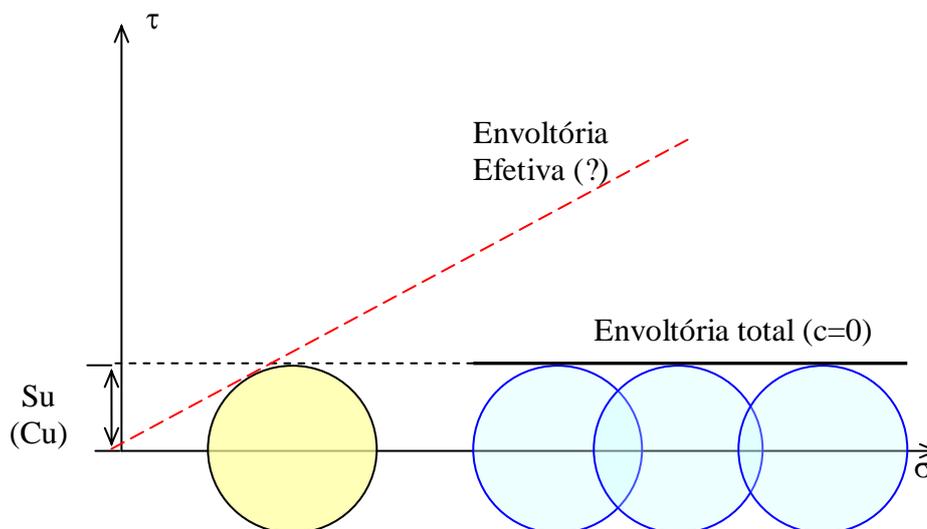


Figura 57. Envoltória UU

5.6.3. Parâmetros de poropressão - Solicitação não drenada

A estimativa da poropressão gerada em ensaio triaxial pode ser feita admitindo a validade da lei de Hooke; isto é, para materiais elásticos, isotrópicos e lineares.

$$\varepsilon_1 = \frac{1}{E} [\Delta\sigma'_1 - \nu(\Delta\sigma'_2 + \Delta\sigma'_3)]$$

$$\varepsilon_2 = \frac{1}{E} [\Delta\sigma'_2 - \nu(\Delta\sigma'_1 + \Delta\sigma'_3)] \quad \Rightarrow \quad \Delta\sigma'_i = \Delta\sigma_i - \Delta u$$

$$\varepsilon_3 = \frac{1}{E} [\Delta\sigma'_3 - \nu(\Delta\sigma'_1 + \Delta\sigma'_2)]$$

Sendo

$$\varepsilon_v = \frac{\Delta V}{V} = \varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3 = \frac{(1-2\nu)}{E} (\Delta\sigma'_1 + \Delta\sigma'_2 + \Delta\sigma'_3)$$

ou

$$\varepsilon_v = \frac{(1-2\nu)}{E} (\Delta\sigma_1 + \Delta\sigma_2 + \Delta\sigma_3 - 3\Delta u)$$

Mas, por definição, a compressibilidade do arcabouço é definida por

$$C_c = \frac{\varepsilon_v}{\Delta\sigma'}$$

onde $\Delta\sigma'$ é uma variação isotrópica de tensão. Admitindo $\Delta\sigma'_1 = \Delta\sigma'_2 = \Delta\sigma'_3 = \Delta\sigma'$, tem-se

$$\varepsilon_v = \frac{3(1-2\nu)\Delta\sigma'}{E}$$

fazendo com que

$$C_c = \frac{3(1-2\nu)}{E}$$

Com isso a variação volumétrica pode ser reescrita como

$$\varepsilon_v = \frac{C_c}{3} (\Delta\sigma_1 + \Delta\sigma_2 + \Delta\sigma_3 - 3\Delta u)$$

Convém ressaltar que condições não drenadas implicam na impossibilidade da saída de água, mas nada impede que haja variação de volume por compressão.

Admitindo que os grãos sólidos sejam incompressíveis, a variação de volume é igual à variação de volume de vazios e, no caso de solo saturado,

Por definição, o coeficiente de compressibilidade da água é função da variação de volume de água em relação à variação de pressão; isto é

$$C_w = \frac{\Delta V_{\text{agua}} / V_{\text{agua}}}{\Delta u} \therefore \Delta V_{\text{agua}} = C_w \times \Delta u \times V_{\text{agua}}$$

mas $V_{\text{agua}} = nV$, onde n é a porosidade e V o volume total, então:

$$\Delta V_{\text{agua}} = C_w \times \Delta u \times n \times V$$

Considerando que a variação volumétrica equivale a variação de volume de água; isto é:

$$\varepsilon_v = \frac{\Delta V}{V} = \frac{\Delta V_{\text{agua}}}{V}$$

Tem-se

$$\varepsilon_v = C_w \times \Delta u \times n$$

Igualando as expressões de variação de volume chega-se a

$$C_w \times \Delta u \times n = \frac{C_c}{3} (\Delta\sigma_1 + \Delta\sigma_2 + \Delta\sigma_3) - C_c \Delta u$$

ou

$$\Delta u = \frac{1}{\left(1 + n \frac{C_w}{C_c}\right)} \frac{1}{3} (\Delta\sigma_1 + \Delta\sigma_2 + \Delta\sigma_3) = \frac{B}{3} (\Delta\sigma_1 + \Delta\sigma_2 + \Delta\sigma_3)$$

Parametro B

O parâmetro B é definido por:

$$B = \frac{1}{\left(1 + n \frac{C_w}{C_c}\right)}$$

uma vez que a compressibilidade da água ($5 \times 10^{-5} \text{ cm}^2/\text{kg}$) é muito inferior à do solo, conforme mostra a Tabela 4, o valor de **B \approx 1 no caso de solo saturado**

Tabela 4. Parâmetro B

Solo	Porosidade (%)	Cc (cm ² /kg)	B
Argila mole	60	0,15	0,999
Argila rija	37	0,01	0,998
Silte compactado	35	0,03	0,999
Areia fofa	46	9×10^{-3}	0,997
Areia densa	43	4×10^{-3}	0,995

Este dado é particularmente importante na avaliação do grau de saturação de amostras, **sob solicitação isotrópica**, uma vez que sempre que o grau de saturação for 100%

$$\Delta u = \frac{B}{3} (\Delta\sigma_1 + \Delta\sigma_2 + \Delta\sigma_3) \quad \left| \begin{array}{l} \Rightarrow \Delta u = \Delta\sigma \\ \Delta\sigma_1 = \Delta\sigma_2 = \Delta\sigma_3 \end{array} \right.$$

Em **condições axi-simétricas** impostas no ensaio triaxial $\Delta\sigma_2 = \Delta\sigma_3$

$$\Delta u = B \times \frac{1}{3} (\Delta\sigma_1 + 2\Delta\sigma_3) \Rightarrow B \times \frac{1}{3} (\Delta\sigma_1 + 2\Delta\sigma_3 + \Delta\sigma_3 - \Delta\sigma_3)$$

ou

$$\Delta u = B \left\{ \Delta\sigma_3 + \underbrace{\frac{1}{3}}_{\text{Parametro A}} (\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3) \right\}$$

No laboratório, verificou-se que o termo ($A=1/3$) não se adequava aos solos de uma maneira geral. Assim sendo, Skempton sugeriu, para condições assimétricas, que o excesso de poropressão fosse calculado em função de :

$$\Delta u = B\{\Delta\sigma_3 + A(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3)\}$$

onde A e B são denominados parâmetros de poro-pressão.

Com isso a expressão de Skempton pôde ser subdividida em 2 parcelas:

$$\Delta u = B\{\Delta\sigma_3 + A(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3)\} \left\{ \begin{array}{l} \Rightarrow \text{tensão confinante} + S(100\%) \Leftrightarrow \Delta u_c = B\Delta\sigma_3 \\ \Rightarrow \text{tensão desviadora} + S(100\%) \Leftrightarrow \Delta u_d = BA(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3) \end{array} \right.$$

$$\Delta u_d = BA(\Delta\sigma_1) = BA \Delta(\sigma_1 - \sigma_3)$$

$$\Delta u_d = BA \Delta\sigma_{desv}$$

A 1ª. parcela depende da tensão confinante e permite a avaliação do grau de saturação.

A 2ª parcela depende da tensão desviadora.

O parâmetro A varia com :

ix) tipo de solo;

x) nível de tensões:

O parâmetro A varia com o nível de tensões. Portanto toma-se, em geral, o valor de A correspondente à ruptura (A_f); isto é:

$$A_f = \left(\frac{\Delta u}{\Delta(\sigma_1 - \sigma_3)} \right)_f =$$

$$A_f = \frac{\Delta u_f}{\sigma_{d_f}}$$

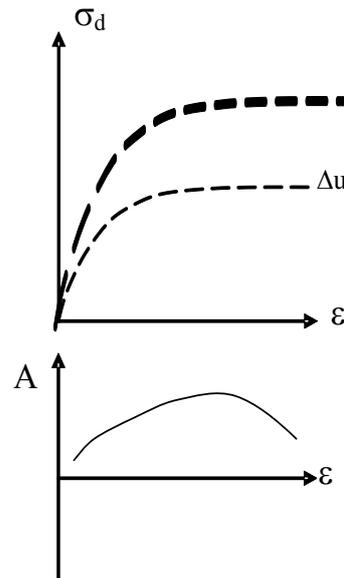


Figura 58. Variação do parâmetro A com o nível de tensões

xi) histórico de tensões

Argila	A_f
Normalmente adensada	0,5 a 1
Argila arenosa compactada	0,25 a 0,75
Levemente pré-adensada	0 a 0,5
Argila pedregulhosa compactada	-0,25 a 0,25
Argila altamente pré-adensada	-0,5 a 0

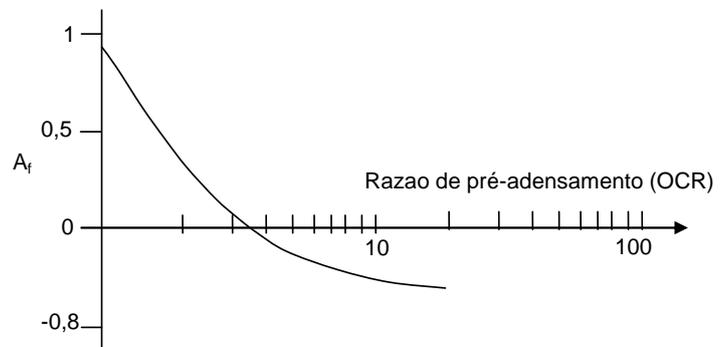


Figura 59. Variação do parâmetro A_f com OCR¹⁹

xii) sistema de tensões

O parâmetro A foi originalmente definido para situação assimétrica. Na prática esta condição raramente ocorre. Para outros sistemas de deformação, resposta de poropressão muda e portanto o valor de A muda.

No caso de **deformação plana** a deformação em um dos eixos é nula ($\epsilon_2 = 0$). Com isso, tem-se:

¹⁹ Budhu (1999)

$$\varepsilon_2 = \frac{1}{E} [\Delta\sigma'_2 - \nu(\Delta\sigma'_1 + \Delta\sigma'_3)] = 0 \Leftrightarrow \Delta\sigma'_2 = \nu(\Delta\sigma'_1 + \Delta\sigma'_3)$$

$$\varepsilon_\nu = \varepsilon_1 + \varepsilon_3 = \frac{(1-2\nu)}{E} (\Delta\sigma'_1 + \Delta\sigma'_2 + \Delta\sigma'_3) = \frac{(1-2\nu)}{E} (\Delta\sigma'_1 + \Delta\sigma'_3 + \nu\Delta\sigma'_1 + \nu\Delta\sigma'_3) \Rightarrow$$

$$\varepsilon_\nu = \frac{C_c}{3} ((1+\nu)\Delta\sigma'_1 + (1+\nu)\Delta\sigma'_3) = \frac{C_c(1+\nu)}{3} (\Delta\sigma_1 + \Delta\sigma_3 - 2\Delta u + \Delta\sigma_3 - \Delta\sigma_3) \Rightarrow$$

$$C_w n \Delta u = \frac{C_c}{2} (\Delta\sigma_1 + \Delta\sigma_3 - 2\Delta u + \Delta\sigma_3 - \Delta\sigma_3) \Rightarrow$$

$$\Delta u = \underbrace{\frac{1}{1+n\frac{C_w}{C_c}}}_{\text{Parametro B}} \frac{1}{2} (\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3 + 2\Delta\sigma_3) \Rightarrow$$

$$\Delta u = B \left\{ \Delta\sigma_3 + \underbrace{\frac{1}{2}}_{\text{Parametro A}} (\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3) \right\} \Rightarrow A = 1/2$$

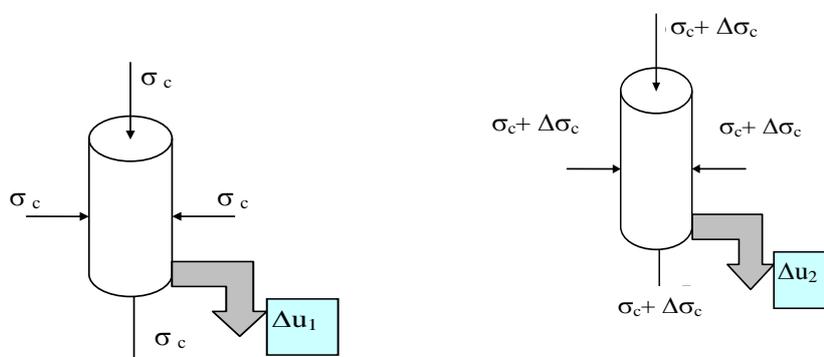
A Tabela 5 mostra um resumo de valores do parâmetro A, para diferentes condições de deformação.

Tabela 5. Influência do sistema de tensões no parâmetro A

Sistema de Tensões	A _f
Axisimétrica $\Delta\sigma_2 = \Delta\sigma_3$	1/3
Axisimétrica $\Delta\sigma_2 = \Delta\sigma_1$	2/3
Deformação plana $\Delta\sigma_2 = \nu(\Delta\sigma_1 + \Delta\sigma_3)$	1/2

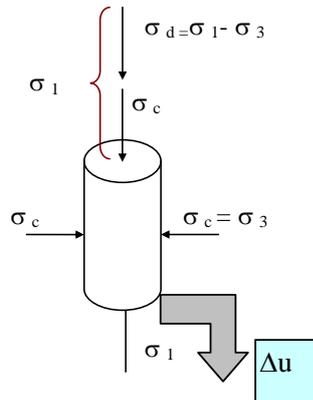
5.6.3.1. Determinação dos parâmetros A e B

xiii) solicitação isotrópica



$$\Delta u = B \left\{ \Delta \sigma_3 + \frac{1}{3} \underbrace{(\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3)}_{=zero} \right\} \Rightarrow \Delta u_2 - \Delta u_1 = B \Delta \sigma_c$$

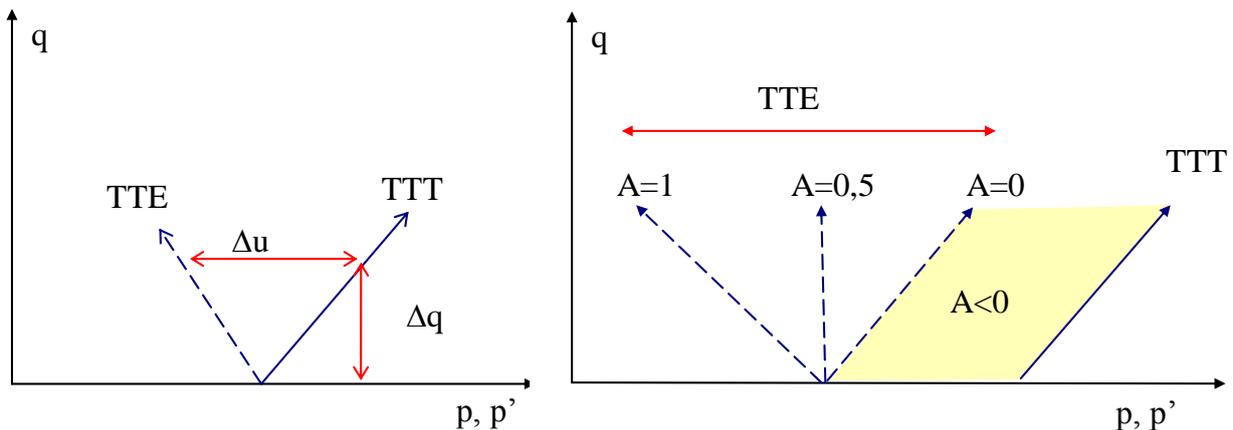
xiv) fase de cisalhamento



$$\Delta u = \underset{=1(S=100\%)}{\mathbf{B}} \left\{ \underbrace{\Delta \sigma_3}_{=zero} + A \underbrace{(\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3)}_{=\sigma_d} \right\} \Rightarrow \Delta u = A \Delta \sigma_d$$

$$A = \frac{\Delta u}{\Delta \sigma_d} = \frac{\Delta u}{2 \Delta q}$$

A Figura 60 mostra a determinação gráfica do parâmetro A assim como sua influência na TTE.



(a) determinação gráfica

(b) valores do parâmetro A

Figura 60. Influência do parâmetro A nas TTE

Tendo em vista as incertezas associadas à equação de Skempton, no que diz respeito ao valor a ser adotado para o parâmetro A, outros pesquisadores sugeriram outras metodologias de

calculado de Δu , de tal forma a tornar a equação menos susceptível aos fatores acima citados. Dentre esses a mais citada é a equação proposta por Henkel:

$$\Delta u = \underbrace{\frac{\Delta\sigma_1 + \Delta\sigma_2 + \Delta\sigma_3}{3}}_{1^\circ \text{ invariante}} + \alpha \sqrt{\underbrace{(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_2)^2 + (\Delta\sigma_2 - \Delta\sigma_3)^2 + (\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3)^2}_{2^\circ \text{ invariante}}}$$

A equação de Henkel apresenta um único parâmetro de poropressão. A proposta foi baseada nos invariantes de tensão, que independem do sistema de tensões.

No caso de ensaio triaxial, a equação de Henkel seria escrita como:

Compressão ($\Delta\sigma_2 = \Delta\sigma_3$)	Extensão ($\Delta\sigma_1 = \Delta\sigma_2$)
$\Delta u = \frac{\Delta\sigma_1 + 2\Delta\sigma_3}{3} + \alpha\sqrt{2}(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3)$	$\Delta u = \frac{2\Delta\sigma_1 + \Delta\sigma_3}{3} + \alpha\sqrt{2}(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3)$
<p>No cisalhamento: $\Delta\sigma_2 = \Delta\sigma_3 = 0$</p> $\Delta u = \frac{\Delta\sigma_1}{3} + \alpha\sqrt{2}\Delta\sigma_1$	<p>No cisalhamento: $\Delta\sigma_1 = \Delta\sigma_2 = \sigma_1 - \sigma_3$ $\Delta\sigma_3 = 0$</p> $\Delta u = \frac{2\Delta\sigma_1}{3} + \alpha\sqrt{2}(\Delta\sigma_1) =$ $= \left[\frac{2}{3} + \alpha\sqrt{2} \right] \Delta\sigma_1$

Ensaio realizado em argila amolgada (Weald Clay) para as condições de compressão e extensão forneceram o mesmo valor de parâmetro α igual a 0,43, indicando a independência da equação com relação ao estado de tensões. Entretanto, ensaios em amostras pé-adensadas não forneceram esta igualdade. Com isso, verificou-se que α é função do grau de amolgamento

5.6.4. Cálculos

5.6.4.1. Fase de preparação da amostra

Nesta fase, são determinados alguns índices físicos:

- ✓ teor de umidade,
- ✓ peso específico total
- ✓ densidade dos grãos.

Em seguida, determina-se o índice de vazios.



Figura 61 - Moldagem do Corpo-de-Prova

5.6.4.2. Aplicação da Tensão confinante (σ_c)

Nesta fase pode-se avaliar as condições de saturação da amostra, desde que seja medida a poropressão gerada: A tensão confinante é isotrópica, portanto, se $S=100\% \Rightarrow \Delta u = \sigma_c$

Dependendo das condições de drenagem, mede-se a variação de volume da amostra, permitindo a consolidação do corpo de prova. Ao final deste estágio, o excesso de poropressão é nulo e a tensão efetiva tem o mesmo valor que a tensão confinante; isto é

$$\sigma_c = \sigma'$$

Ao final do processo de consolidação, calcula-se o novo índice de vazios

$$e_o = \frac{V_v}{V_s} \Leftrightarrow \Delta e = \frac{\delta vol}{V_s}$$

$$V_o = V_{v_o} + V_s \Rightarrow V_o = (1 + e_o)V_s \Rightarrow v_s = V_o / (1 + e_o)$$

$$\Delta e = \frac{\delta vol(1 + e_o)}{V_o}$$

Em seguida, determina-se o grau de saturação :

$$S = \frac{G\omega}{e}$$

5.6.4.3. Fase de cisalhamento

A variação da seção da amostra é considerada no ensaio através da correção da área em função da deformação axial, conforme mostra a Figura 62

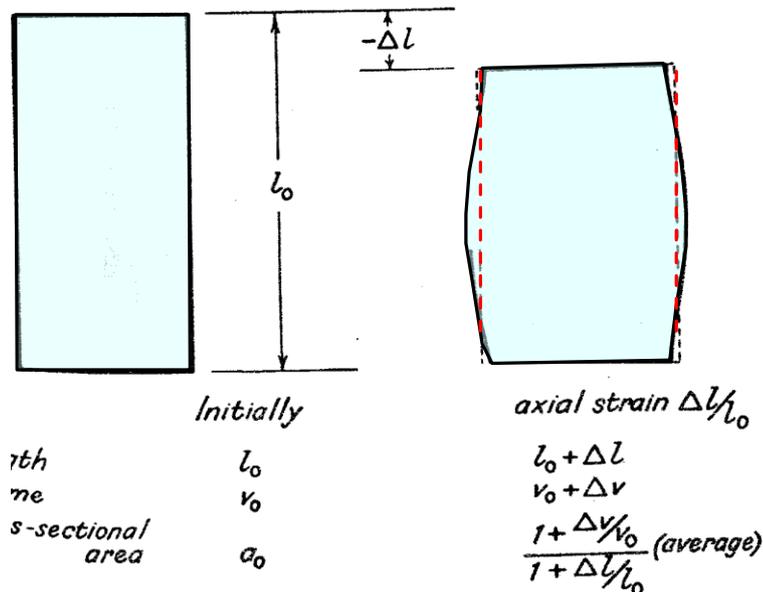


Figura 62. Efeito da deformação na seção média da amostra

F_d	Δh	ε_a	$\varepsilon_{vol} = \Delta v/v_0$	A_c	σ_d
x	x	$= \Delta h/h_0$	$= \varepsilon_a + 2\varepsilon_h$	$V = A_c \times h \Rightarrow$ $\Rightarrow A_c = \frac{V}{h} = \frac{V_0 - \Delta V}{h_0 - \Delta h} =$ $= \frac{V_0 \left(1 - \frac{\Delta V}{V_0}\right)}{h_0 \left(1 - \frac{\Delta h}{h_0}\right)} = \frac{A_0 (1 - \varepsilon_{vol})}{(1 - \varepsilon_a)}$	$= F_d / A_c$

Duração do ensaio

A aplicação de tensões cisalhantes em amostras saturadas, sob condições não drenadas, resulta na geração de excesso de poro-pressão.

Observações experimentais mostraram ue a velocidade de cisalhamento (tempo de ruptura) em solos argilosos normalmente adensados interferiam no seu comportamento não drenado, como indica a (Figura 63)

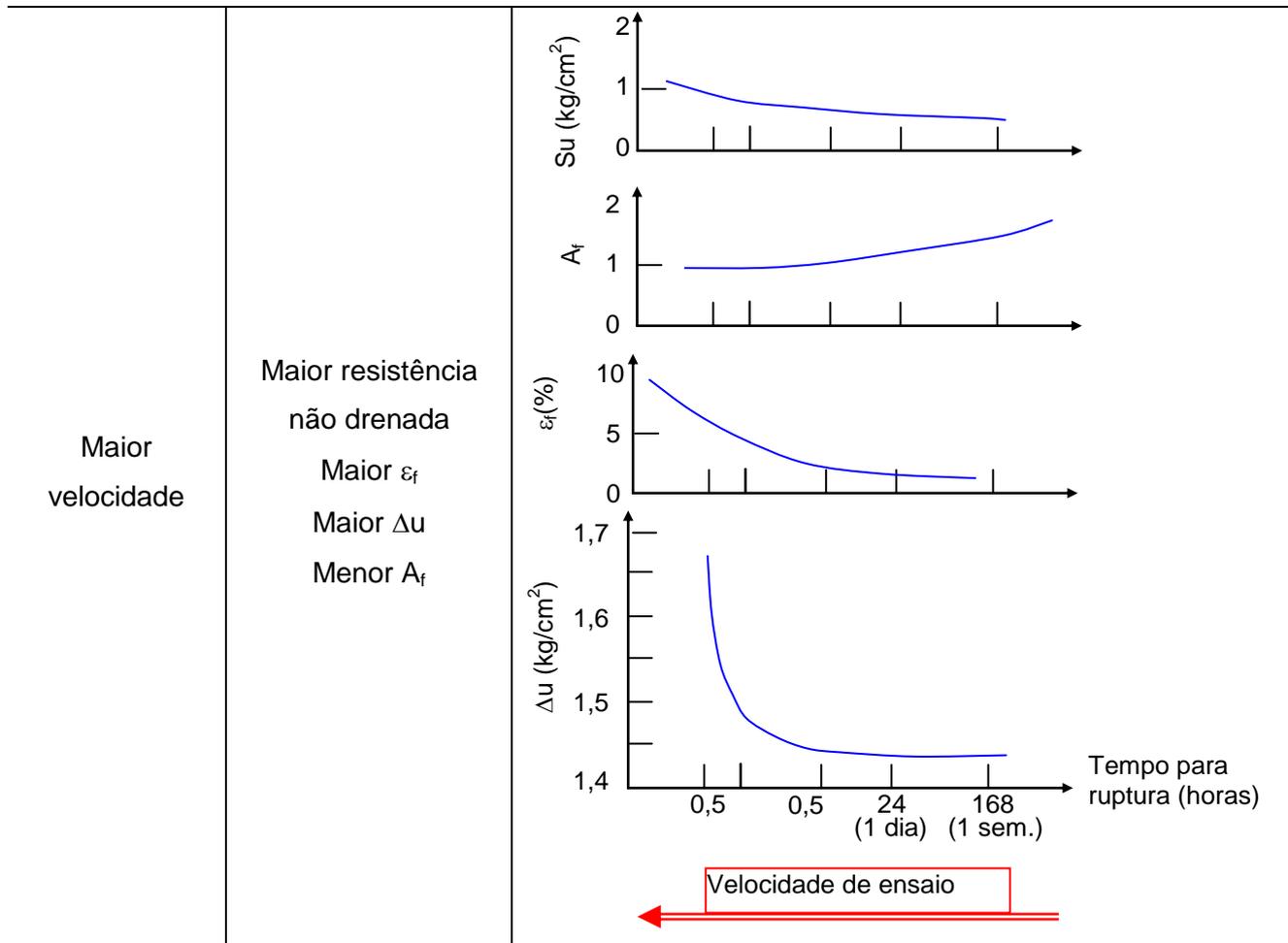


Figura 63. Ensaios não drenados na argila mole sensível marinha de Oslo $\sigma'_c = 2\text{kg/m}^{220}$

De acordo com a envoltória de Mohr-Coulomb, a resistência não drenada pode ser expressa por:

$$s_u = \frac{c' \cos \phi'}{1 - \sin \phi'} + \left(\sigma_{3f} - \Delta u_f \right) \frac{\sin \phi'}{1 - \sin \phi'}$$

De acordo com os resultados experimentais, se Δu cresce em ensaios mais rápidos, seria razoável esperar uma redução na resistência não drenada, o que não ocorre. Acredita-se então que a variação de Δu tem pouca influencia e que a variação na resistência não drenada se dá por variações nos parâmetros c' e ϕ' .

Bishop e Henkel mostraram que em argilas a redução pode ser de 5% para cada aumento de 10x a duração do ensaio.

²⁰Bjerrum et al (1958)

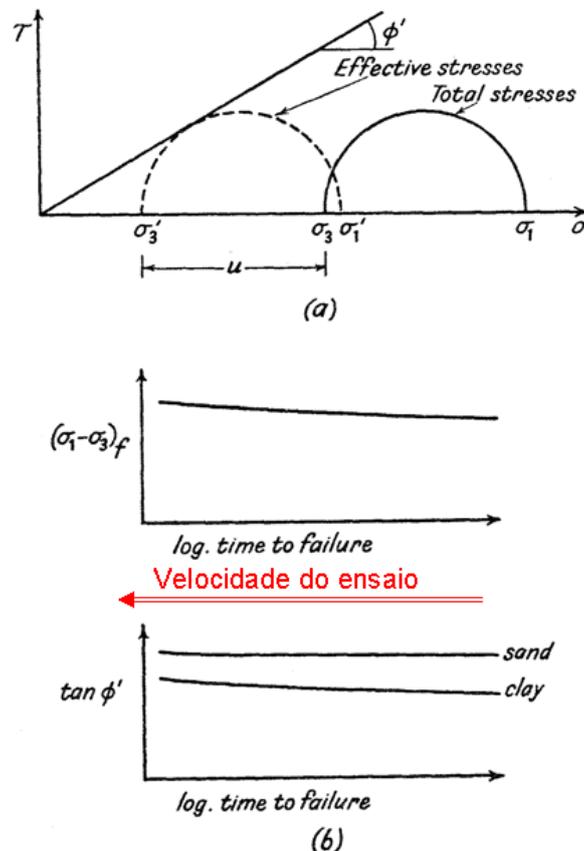


Figura 64. Efeito da duração do ensaio em ensaios não drenados²¹

Considerando que a velocidade de obras geotécnicas é inferior a adotada em ensaios conclui-se que a resistência no campo seja maior do que a de ensaio

$$(S_u)_{campo} > (S_u)_{Labo}$$

No entanto Bjerrum (Figura 63) observou que a geração de poropressão torna-se independente do tempo de ruptura após 5 horas, indicando que **os ensaios devem ser executados prevendo-se tempos de ruptura superiores a 5h**.

5.6.5. Resultado de Ensaio

Serão apresentados os resultados de dois ensaios triaxiais do tipo CU, com medida de poro-pressão, realizados em lama de rejeito de bauxita de São Luis – MA.

Na Figura 65 estão reproduzidas as curvas tensão x deformação e poropressão x deformação obtidas nos ensaios triaxiais do tipo CIU.

²¹ Bishop A W e Henkel, D J 1972. The measurement of soil properties in the triaxial test. Edward Arnold Ltd

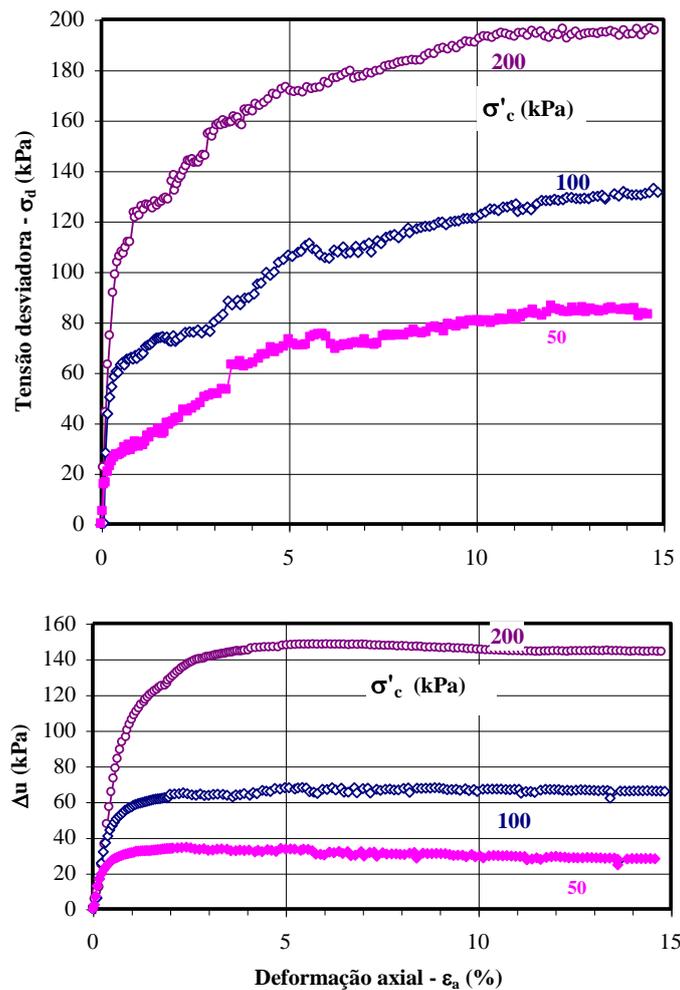


Figura 65 - Resultado do ensaio triaxial CIU poropressão x deformação axial.

A Tabela 6 apresenta os valores do parâmetro de poropressão A_f (Skempton, 1954) e dos parâmetros de tensão p' e q referentes à condição de ruptura nos ensaios triaxiais. As trajetórias de tensões, apresentada na Figura 66, sugere que os resultados se alinham em uma única envoltória de ruptura, independente do estado de tensões. Os parâmetros de resistência do solo a' e α' foram aproximadamente 2 kPa e 32° , respectivamente. Estes valores corresponde a um valor da coesão c' igual 2,6 kPa, praticamente nulo e a um ângulo de atrito ϕ' de aproximadamente 40° , quando adotado o diagrama de Mohr-Coulomb.

Tabela 6 - Valores máximos para p' e q' obtidos nos ensaios triaxiais.

Ensaio	Ensaio 01	Ensaio 02	Ensaio 03
σ'_c (kPa)	50 kPa	100 kPa	200 kPa
p' (kPa)	65,30	100,51	154,25
q (kPa)	42,98	66,52	98,16
A_f	0,34	0,49	0,68

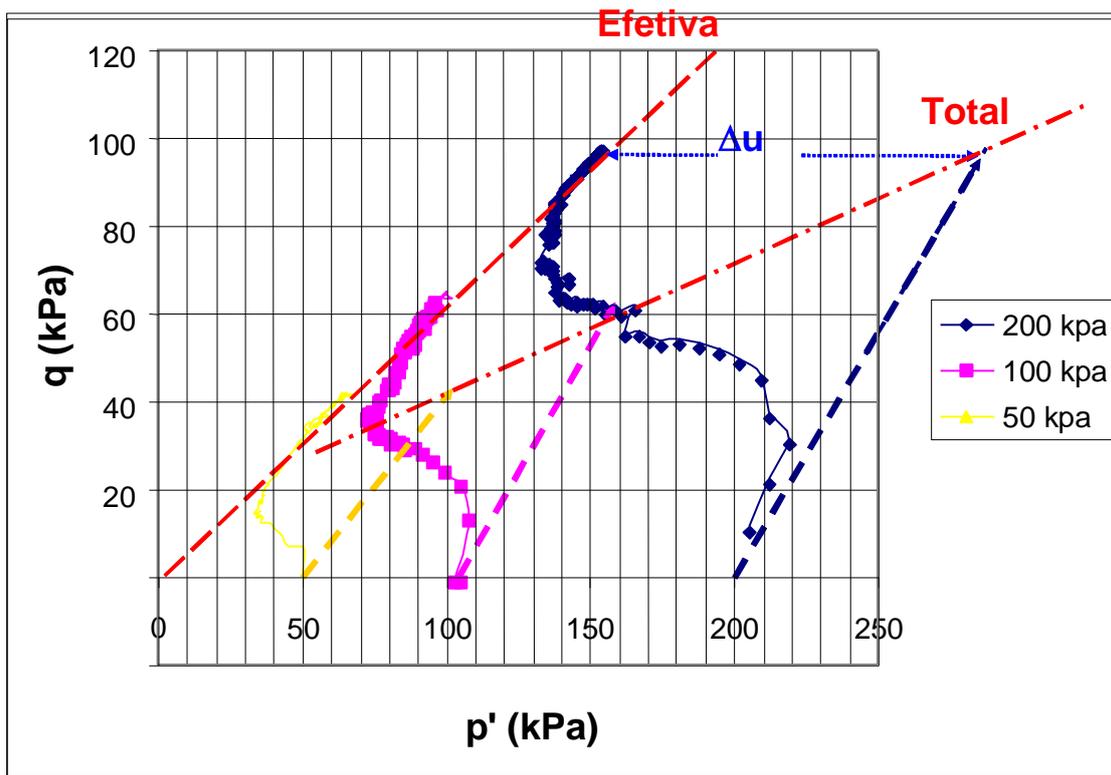


Figura 66 - Envoltória de resistência no diagrama $p \times q$.

O parâmetro A , pode ser determinado diretamente da inclinação da trajetória de tensões efetivas. O nível de tensão confinante tem influência considerável no valor de A_f . Espera-se que quanto maior for o tensão σ'_c , maior será o valor de A_f . No presente ensaio foi verificado este comportamento.

5.6.6. Observações Importantes

O ensaio triaxial apresenta algumas vantagens sobre o ensaio de cisalhamento direto, tais como:²²

- i) os efeitos progressivos são menores;
- ii) permite controle de drenagem;
- iii) o estado de tensões da amostra é acompanhado durante todo o ensaio
- iv) o equipamento é mais versátil; podendo ser adaptável à exigências especiais
- v) o corpo-de-prova é cilíndrico, podendo ser utilizados amostras shelly.

²² Referencias sugeridas

Saada e Townsend (1980) State of The Art: Laboratory Strength Testing of Soils , Symposium Laboratory Shear Strength of Soil, ASTM Special technical Publication 740
Bishop e Bjerrum The relevance of the triaxial test to the solution of stability problems, Shear Strength Conference

Dentre algumas desvantagens, pode-se citar:

- vi) a não uniformidade de tensão, deformação, poropressão e variação de volume ao longo da amostra, devido à existência de contraste entre contornos rígidos (bases) e flexíveis (membrana) e ao atrito corpo-de-prova/bases rígidas. Resultados experimentais comparando-se o ensaio convencional com ensaios com extremidades especiais, mostraram pouca influencia das extremidades na resistência da amostra quando a relação altura / diâmetro da base = 2²³
- vii) o equipamento de cisalhamento direto é mais simples e rápido de ser operado,

²³ Bishop A W e Henkel, D J 1972. The measurement of soil properties in the triaxial test. Edward Arnold Ltd

6. COMPORTAMENTO DRENADO X NÃO DRENADO

Quando um solo saturado é submetido a um carregamento, parte da carga é transmitida para o arcabouço sólido e parte é resistida pela água. A forma como esta divisão acontece na prática pode ser visualizada a partir da analogia hidromecânica apresentada na figura abaixo. A Figura 67(a) mostra um cilindro de solo saturado com uma pedra porosa no topo, que permite passagem de água. Considerando o arcabouço sólido como uma mola e a existência de uma válvula que regule a passagem de água é possível observar o comportamento das duas fases em separado. Quando uma carga é transmitida ao conjunto mola (solo) / água, as parcelas que serão resistidas, respectivamente, pela água e pelo arcabouço sólido irão depender da velocidade com que a água escapa. Imediatamente após a aplicação da carga ($t = 0$), toda a carga é suportada pela água. A medida que ocorre o escape da água ($t = 0^+$), as cargas vão sendo transferidas para a mola, até que, ao final do processo ($t = \infty$), toda a carga passa a ser resistida pela mola, chegando-se a uma condição de equilíbrio.

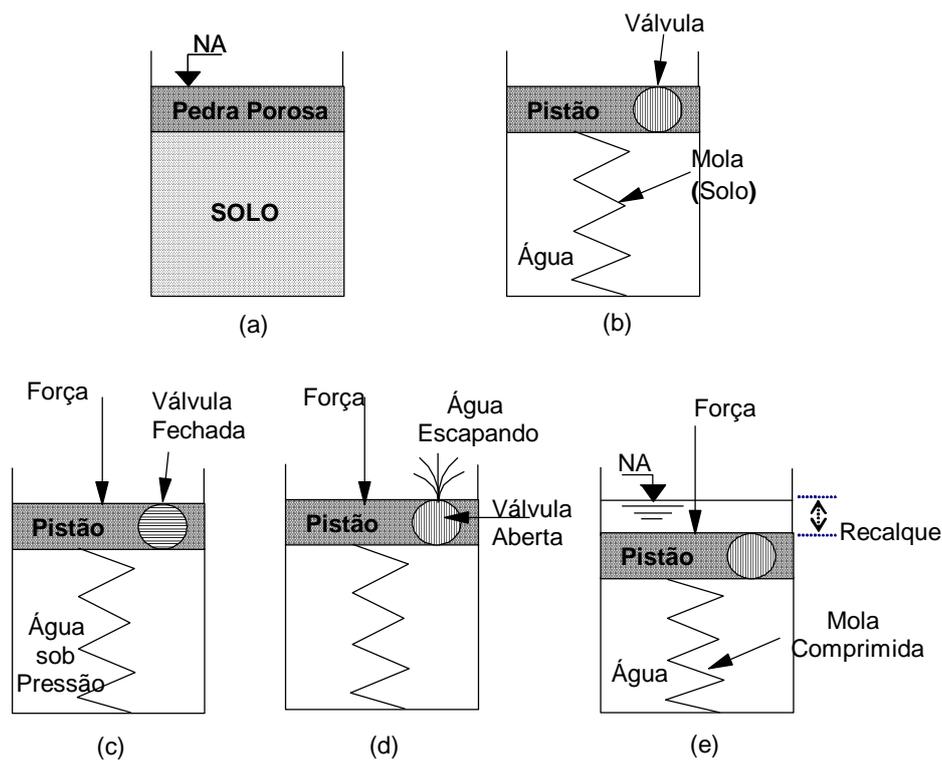


Figura 67. Analogia Hidromecânica. (a) Modelo Real; (b) Modelo Físico; (c) Carga Aplicada com a Válvula Fechada ($t=0$); (d) Após Abertura da Válvula ($t=0^+$); (e) Situação Final de Equilíbrio .

A Figura 68 apresenta esquematicamente o processo gradual de transferência de carga entre a mola (sólidos) e a água, conhecido se como *Adensamento* ou *Consolidação*. Ao observar este processo através do modelo hidromecânico, verifica-se que a magnitude do deslocamento do pistão depende exclusivamente da compressibilidade da mola e não do conjunto mola + água.

Respeitando-se a analogia, conclui-se portanto que **a compressibilidade de um solo depende exclusivamente das Tensões Efetivas e não das Tensões Totais** ($\sigma = \sigma' + u$).

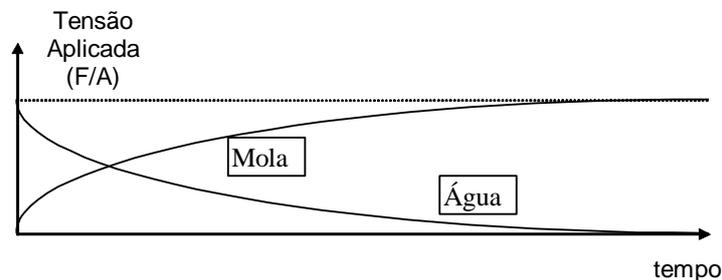


Figura 68. Transferência Gradual de Carga

6.1. Condição Crítica

Todo projeto deve ser elaborado considerando-se a **situação mais desfavorável**, a partir da comparação entre a resistência do solo com as tensões atuantes na massa. No caso de solos, **a resistência não é uma grandeza fixa**; isto é, a resistência é **diretamente proporcional ao valor da tensão efetiva**. Quanto maior for o valor da tensão efetiva maiores serão as tensões que o solo é capaz de suportar.

Em muitos problemas práticos, é possível separar os efeitos de um carregamento no solo em 2 fases:

1) **não drenada** → àquela que ocorre **imediatamente após o carregamento**, quando **nenhum excesso de poro-pressão foi dissipado**; ou melhor, quando **nenhuma variação de volume** ocorreu na massa de solo. Esta fase representa, no modelo da Figura 67, a hipótese da válvula de escape de água estar fechada.

2) **drenada** → àquela que ocorre **durante a dissipação dos excessos de poro-pressão** ou, melhor, durante o **processo de transferência de carga** entre a água e o arcabouço sólido. Nesta fase **ocorrem as variações de volume** e, conseqüentemente, os recalques no solo.

Uma vez que o *comportamento do solo é determinado pelo valor da tensão efetiva*, subdividir a resposta do solo nessas 2 etapas (não drenada × drenada) é bastante útil para a elaboração de projetos geotécnicos.

A Figura 69 mostra como o FS varia durante a construção de um aterro sobre um solo argiloso. Após a construção as poropressões crescem e com o tempo vão sendo dissipadas. Com isso, o momento mais crítico corresponde ao final da construção (condição não drenada)

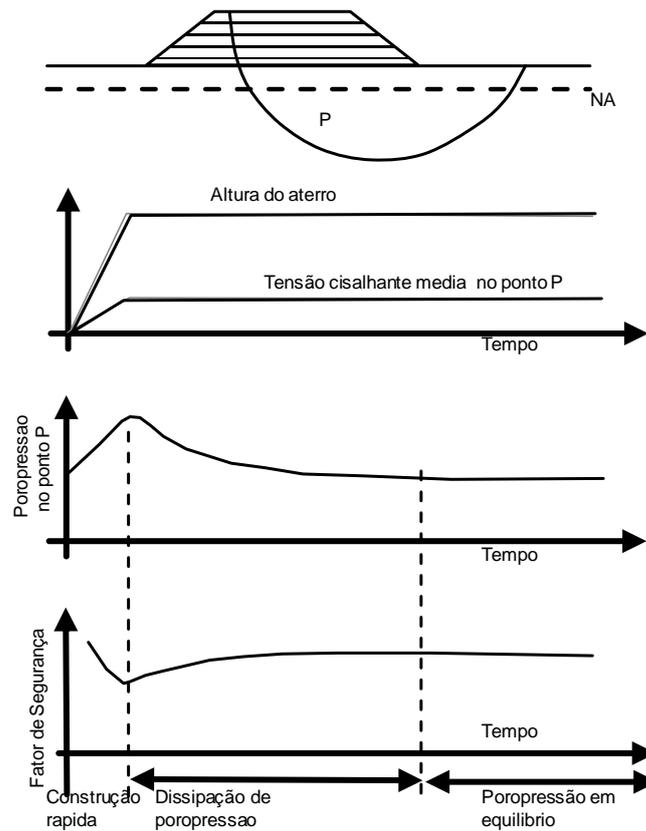


Figura 69. Evolução do FS com o tempo - Aterro

A **Erro! Fonte de referência não encontrada.** mostra como o FS varia durante a **onstrução de uma escavação em solo argiloso**. Observa-se que ocorre comportamento inverso do apresentado anteriormente, sendo o momento mais crítico correspondente a condição a longo prazo (condição drenada). É importante ressaltar que os resultados variam com o valor do parâmetro de poropressão A . **Para valores de A negativos, o resultado é o oposto.**

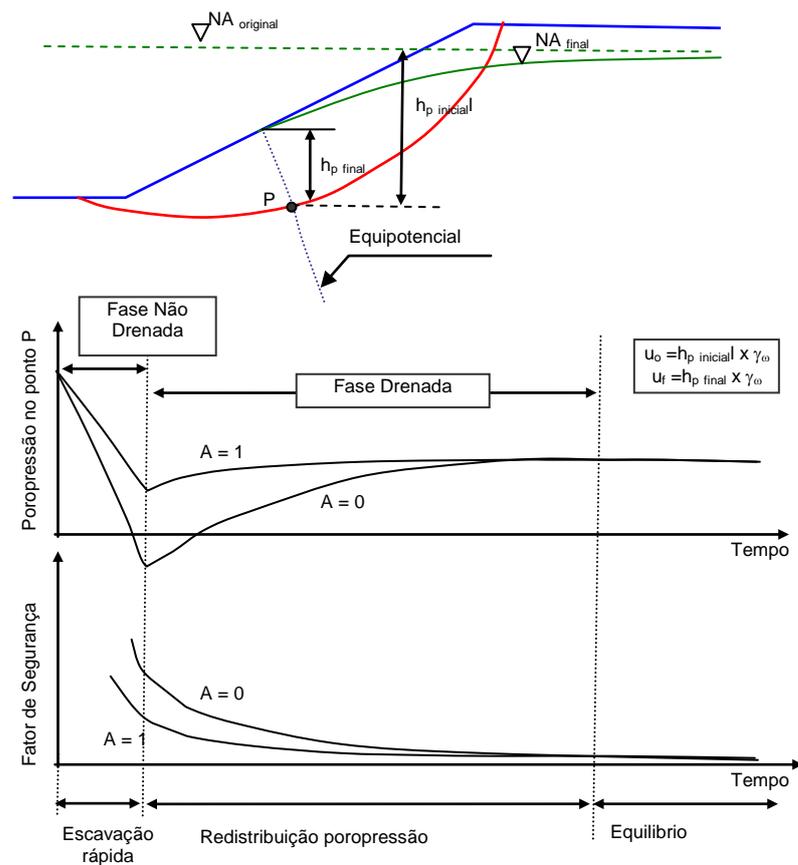


Figura 70. Evolução do FS com o tempo - Escavação em argila

Assim sendo, deve-se sempre **estudar o problema para situações em que os níveis de tensão efetiva são os mais baixos**. Nestes casos é comum utilizar a nomenclatura **final da construção x a longo prazo** para definição do tipo de análise mais adequado. Nesta terminologia estão embutidos os conceitos:

Tipo de Análise	Resposta do Solo				
	Fase Crítica		Varição de volume por escape de água		Transferência $\Delta u \rightarrow \Delta \sigma$
Final de construção	↔ não drenada	↔	não	↔	não
Longo prazo	↔ drenada	↔	sim	↔	sim

É importante ressaltar que **nem sempre a situação final de construção** (quando as tensões totais foram modificadas pelo carregamento e nenhuma transferência de esforços ocorreu entre as poro-pressões e as tensões efetivas) **representa a condição mais desfavorável**. Para situações de descarregamento, por exemplo, a variação de poro-pressão inicial é negativa. Neste caso a situação mais desfavorável é a longo prazo, quando menores valores de tensão efetiva e,

portanto de resistência, ocorrem no solo, conforme mostrado na **Erro! Fonte de referência não encontrada..**

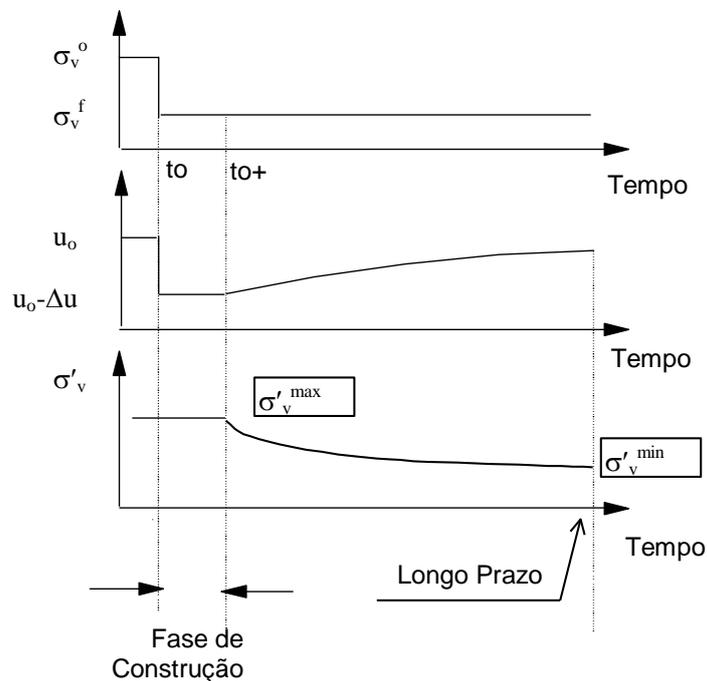


Figura 71. Esquema de Variação das Tensões Totais, Poro-pressões e Tensões Efetivas para uma Situação de Descarregamento Uniforme

Um **outro aspecto importante** a ser ressaltado é que **nem só a permeabilidade do solo** (k_{alta} - areia ; k_{baixa} - argila) **determina quando a análise drenada ou não drenada representa a condição mais desfavorável**. O **tempo de carregamento**; isto é, o tempo de construção, **também deve ser observado**. Solos arenosos, quando solicitados pela ações dinâmicas (“tempo de carregamento” infinitamente pequeno), terremotos por exemplo, geram poro-pressões instantaneamente. Nestes casos, deve-se estudar a situação mais desfavorável (final de construção - não drenado ou a longo prazo-drenado). No caso de solos argilosos os tempos usuais utilizados para execução de obras são, em geral, suficientemente pequenos (comparados com a permeabilidade desses materiais), sendo sempre necessário avaliar a resposta mais crítica do solo.

Em resumo, a definição da condição mais desfavorável depende do contraste entre a permeabilidade do solo e o tempo de carregamento:

Permeabilidade do Solo		Tempo de Carregamento		Tipo de Análise
baixa	↔	Usual	↔	Avaliar condição mais desfavorável
		infinitamente alto	↔	Drenada
alta	↔	Usual	↔	Drenada
		infinitamente pequeno	↔	Avaliar condição mais desfavorável

7. COMPORTAMENTO TENSÃO X DEFORMAÇÃO X RESISTENCIA DE AREIAS

7.1. Comportamento $\sigma \times \varepsilon$

O comportamento $\sigma \times \varepsilon$ de areias ou de solos com teor pequeno de finos (menos que 12%), que sejam governados pelo atrito entre grãos. Na prática, a expressão areia é usada para definir solos em que mais de 50% em peso tem granulometria correspondente ao diâmetro da areia. Entretanto, solos com teores elevados de finos têm seu comportamento bastante influenciado pela fração argila e dificilmente podem analisados segundo o comportamento de areias.

As areias apresentam elevada permeabilidade e, por este motivo, apresentam sempre comportamento drenado. Exceção feita a carregamentos dinâmicos com por exemplo terremotos.

Solos arenosos têm seu comportamento tensão – deformação – resistência influenciado por: i) compactidade; ii) tensão confinante; iii) tipo de areia. Os 2 primeiros são sem duvida os mais importantes e serão tratados neste capítulo.

7.1.1. Compactidade

O índice de vazio é um parâmetro que interfere diretamente no mecanismo de interlocking, conforme mostra a Figura 72. Solos densos tendem a apresentar uma curva tensão – deformação com pico bem definido e conseqüente tendência a dilatância. A resistência ao cisalhamento é definida por uma reta passando pela origem, apresentando ângulo de atrito maior nos solos densos; isto é :

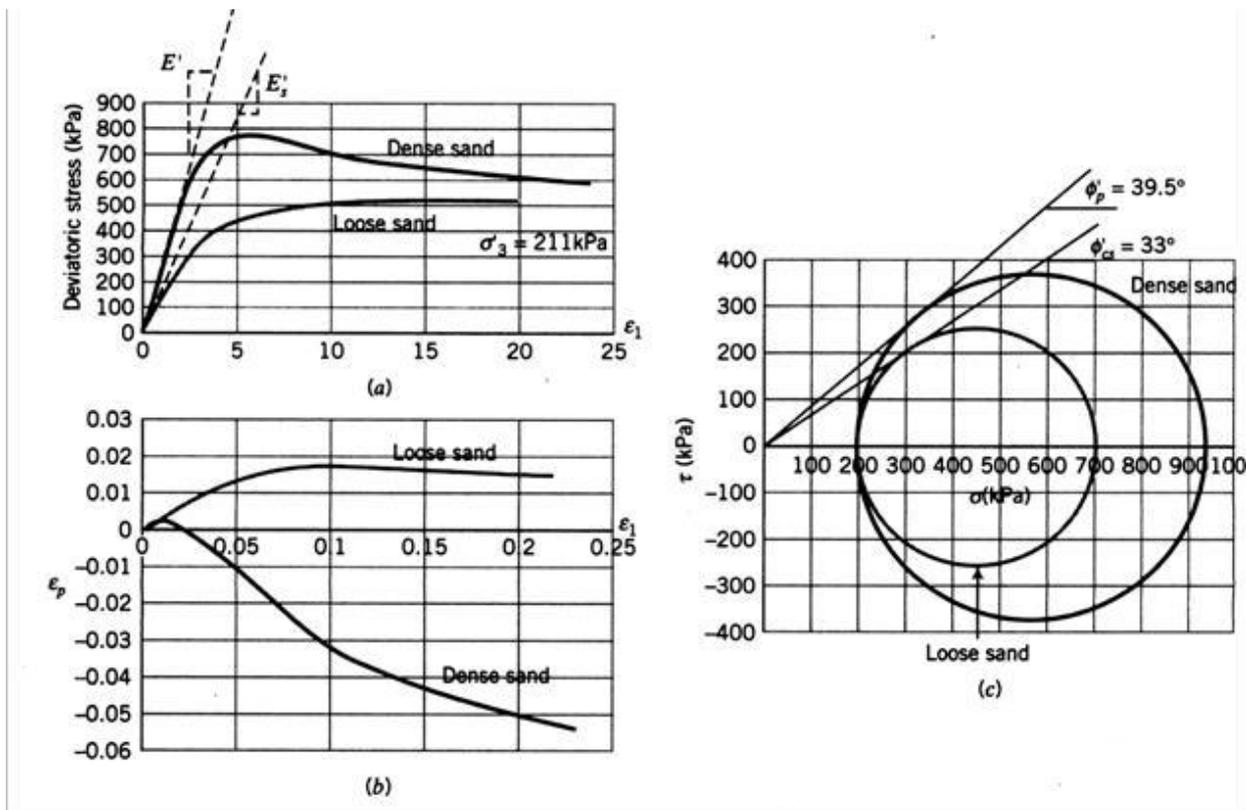


Figura 72. Influência da compactação em areias

Areias fofas apresentam inicialmente elevado índice de vazios; com o cisalhamento o índice de vazios vai reduzindo em função de sua compressão. Ao contrário, as areias compactas, devido a sua tendência de dilatação, resultam em aumento do índice de vazios durante o cisalhamento. A Figura 73 mostra a tendência de variação do índice de vazios. Observa-se que em ambas compactidades, existe uma tendência de ao mesmo valor de índice de vazios, denominado **índice de vazios crítico**; isto é, uma amostra que inicia o cisalhamento no índice da vazios crítico não sofre nenhuma variação de volume.

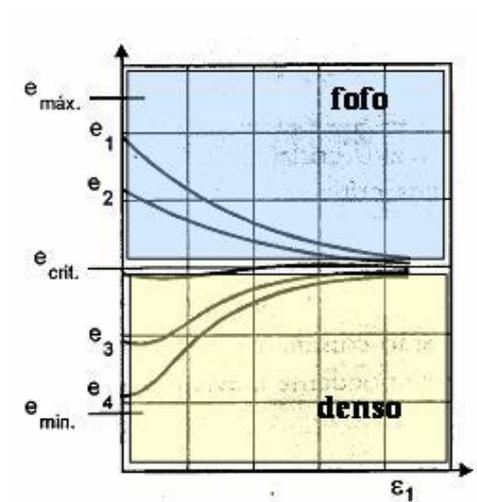


Figura 73. Variação do índice de vazios durante o cisalhamento de areias

O índice de vazios crítico pode ser obtido experimentalmente, realizando-se ensaios triaxiais, sob mesmo valor de tensão confinante e variando-se o índice de vazios inicial, conforme mostra a Figura 74.

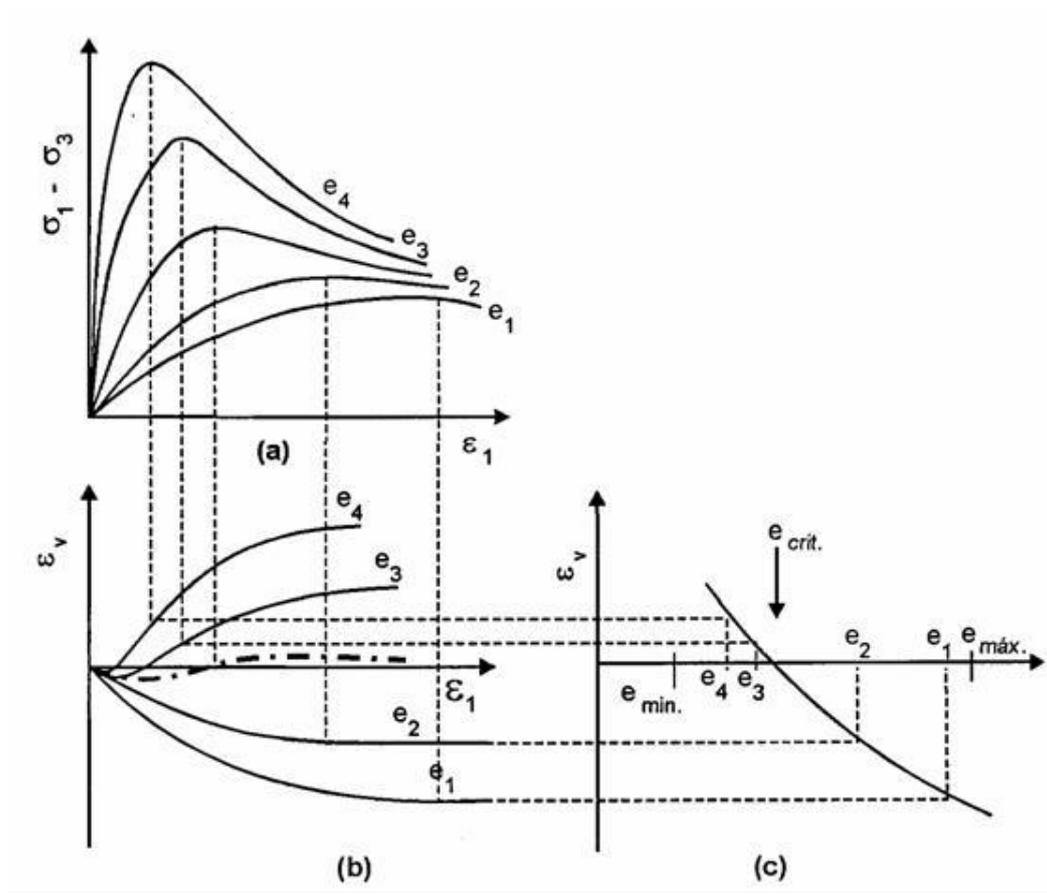


Figura 74. Determinação experimental do índice de vazios crítico

Quando o índice de vazios inicial é maior do que o crítico a areia tende a se contrair. Caso esta esteja saturada e o carregamento aplicado for dinâmico, a tendência de redução de volume gera excesso de poropressão e conseqüente redução da resistência do material. Este comportamento explica a ruptura de areias em eventos de terremotos.

Entretanto, o **índice de vazios crítico não é uma característica do material e depende do nível de tensão confinante**; isto é quanto maior for a tensão confinante, menor será o índice de vazios crítico. Em outras palavras, a tendência de dilatação será tanto maior quanto maior for o índice de vazios crítico ou menor for a tensão confinante (**altas tensões confinantes reduzem a capacidade de dilatação do solo**). Assim sendo, para uma determinada tensão confinante, o solo apresenta comportamento de solo compacto, caso seu índice de vazios seja inferior ao crítico.

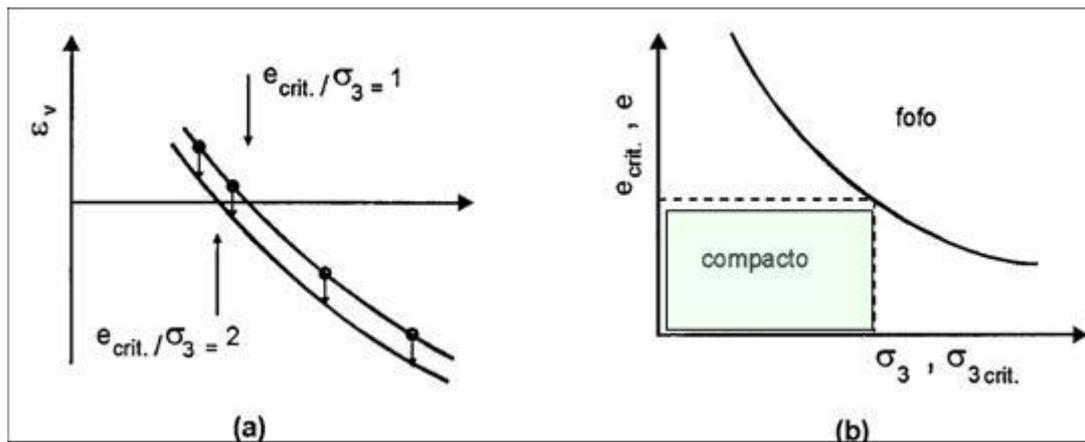


Figura 75. Variação do índice de vazios crítico em função da tensão confinante

7.1.2. Tensão confinante

A Figura 76 mostra a influência da tensão confinante no comportamento tensão – deformação de areias. Quanto maior o confinamento, maior é a resistência. Esta relação é aproximadamente linear, resultando numa envoltória passando pela origem.

Ensaio realizados em diversos níveis de tensão confinante indicaram que, na realidade a envoltória é curva, havendo uma redução no ângulo de atrito com o aumento de σ_3 .

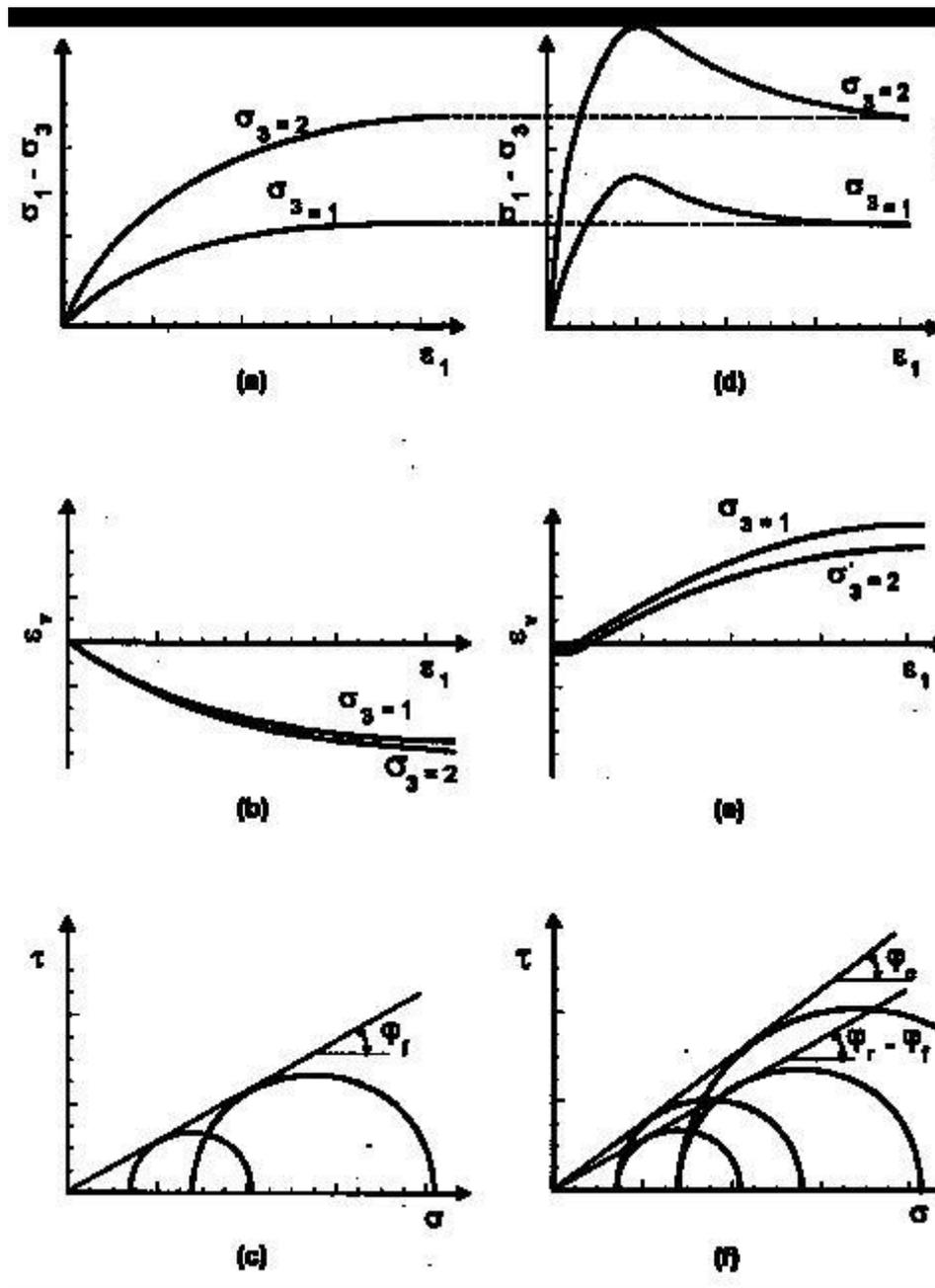


Figura 76. Influência da tensão confinante

Uma forma de se descontar o efeito da tensão confinante seria normalizar os resultados da curva tensão – deformação, com por exemplo mostra a Figura 77. Entretanto, observa-se que

menores tensões confinantes resultam em maiores valores normalizados de resistência. Maiores tensões confinantes tendem a causar quebra nos pontos de contato entre partículas, reduzindo o mecanismo de interlocking e, portanto, a resistência do material. Conclui-se que:

- viii) é mais fácil cisalhar solos arenosos sob tensões confinantes mais elevadas
- ix) a normalização perfeita só seria possível caso não houvesse o efeito do interlocking.

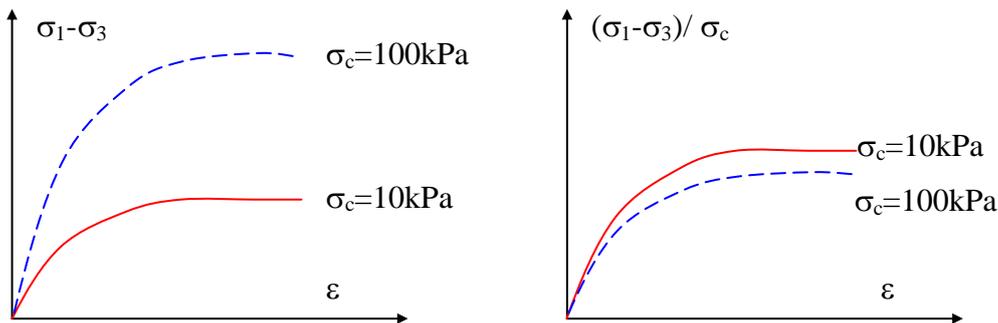


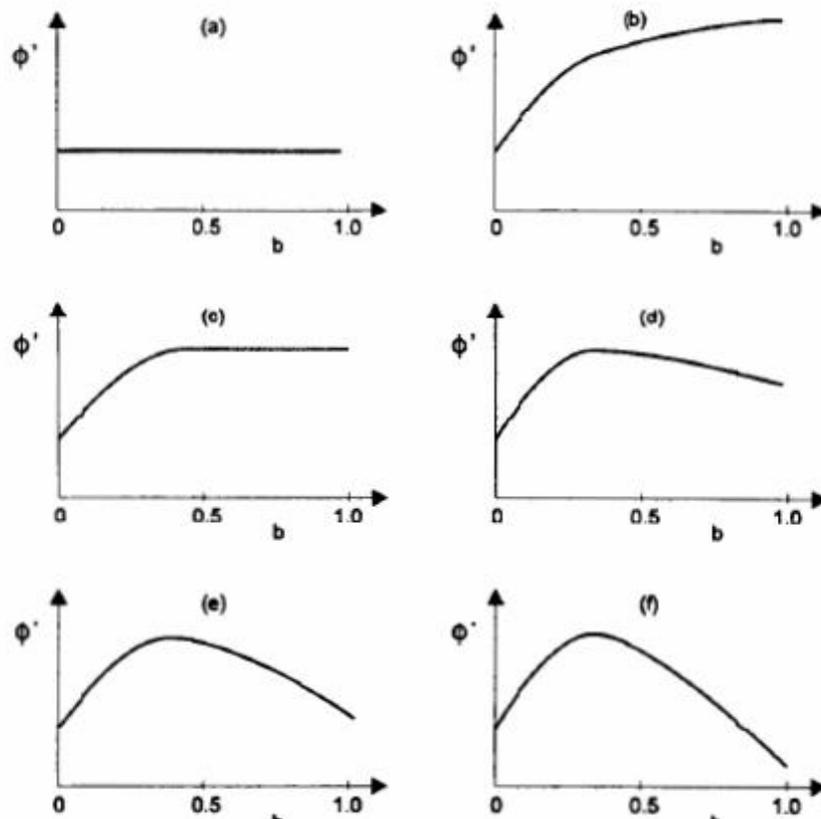
Figura 77. Resultado Normalizado

7.1.3. Tensão principal intermediária

O efeito da tensão efetiva principal intermediária foi avaliado experimentalmente variando-se o parâmetro $b = \frac{(\sigma_2 - \sigma_3)}{(\sigma_1 - \sigma_3)}$. O parâmetro b^{24} varia entre 0 a 1, sendo os limites observados em ensaios triaxiais convencionais de compressão ($\sigma_2 = \sigma_3 \Rightarrow b=0$) ou de extensão ($\sigma_2 = \sigma_1 \Rightarrow b=1$). Valores intermediários de b ocorrem quando as 3 tensões variam livremente.

A Figura 78 mostra a influência de b no valor do ângulo de atrito (ϕ'). Valores mais baixos de ϕ' são observados em ensaios triaxiais convencionais ($b=0$). Quando **$b=0,2$ a $0,4$, condição semelhante ao estado plano de deformação ϕ' atinge o valor máximo.** Para valores de $b > 0,5$ os resultados são contraditórios.

²⁴ Bishop (1966)



CURVA	REFERÊNCIA	DENSIDADE RELATIVA
(a)	Bishop (1966)	Fofa
(b)	Lade & Duncan (1973) Reades & Green (1976)	Fofa a Densa
(c)	Green (1971) Lade & Duncan (1973)	Fofa a Densa Densa
(d)	Ergun (1981) Haruyama (1981)	Densa Fofa
(e)	Sutherland & Mesdary (1969) Ramamurthy & Rowat (1973)	Fofa a Densa Densa
(f)	Shankariah & Ramamurthy (1980)	Média a Densa

Figura 78. Influencia de (σ_2) no valor do ângulo de atrito (ϕ') de areias²⁵.

7.1.4. Tipo de areia

Evidencias experimentais indicam que

- i) o **tamanho da partícula pouco afeta a resistência**; há uma compensação de efeitos: maiores diâmetros tenderiam a maiores graus de interlocking e, em contrapartida, maior efeito de quebra de grãos;
- ii) a **resistência de um solo bem graduado tende a ser maior que a do solo uniforme**; solo bem graduado facilita o embricamento e, portanto, possui maior tendência à dilatação;

²⁵ Sayao (1989) – Tese de doutorado

- iii) grãos angulares tendem a apresentar resistência maior do que grãos arredondados; maior angulosidade acarreta em maior interlocking;
- iv) a mineralogia pouco afeta, a menos quando há a presença de mica.

7.2. Resistência de areias

As areias normalmente apresentam envoltória de resistência linear , com intercepto nulo:

$$\tau_f = \sigma \times \tan \phi'$$

Observa-se experimentalmente que a envoltória de areias tende a ser curva para altos valores de tensão confinante. Esta curvatura se deve a

- i) caso haja cimentação dos grãos, esta é perdida para altas tensões e confinamento
- ii) as altas tensões nos contatos podem resultar na quebra de grãos e conseqüentemente na redução da resistência

A tabela abaixo mostra valores típicos de ângulo de resistência

Material	Compacto	Medianamente Compacto
silte	30° -34°	28° -32°
Areia fina uniforme	32° -36°	30° -34°
Areia bem graduada	38° -46°	34° -40°
Mistura de areia e pedregulho	40° -48°	36° -42°

8. COMPORTAMENTO TENSÃO X DEFORMAÇÃO X RESISTENCIA DE ARGILAS

8.1. Solicitação Não Drenada × Solicitação Drenada

Quando se estuda o comportamento de argilas é preciso definir o tipo de análise (drenada x não drenada); isto é, a condição mais crítica a qual o solo estará submetido.

1) **não drenada** → àquela que ocorre imediatamente após o carregamento, quando nenhum excesso de poro-pressão foi dissipado; ou melhor, quando nenhuma variação de volume ocorreu na massa de solo.

2) **drenada** → àquela que ocorre durante a dissipação dos excessos de poro-pressão ou, melhor, durante o processo de transferência de carga entre a água e o arcabouço sólido.

A condição mais crítica a qual o solo estará submetido está sempre associada ao menor valor de tensão efetiva, como mostra a Figura 79. Como regra geral é possível estabelecer se a condição mais crítica é final da construção ou a longo prazo a partir da **análise da geração de poropressão**.

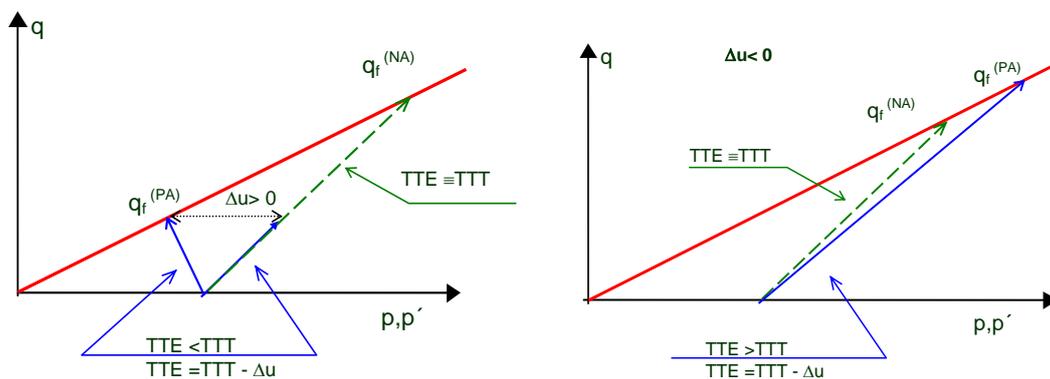


Figura 79. Envoltória de resistência e trajetórias de tensão nas condições drenada e não drenada

8.1.1. Análise em termos totais x efetivos

A definição de 2 envoltórias de ruptura (total e efetiva) e, portanto, de parâmetros de resistência em termos totais e efetivos exigirá análise na escolha dos parâmetros mais adequados para uso em projetos.

Teoricamente, a escolha mais correta é aquela associada aos parâmetros efetivos, visto que estes controlam o comportamento do solo. Entretanto, para que este tipo de abordagem seja usado é preciso conhecer não só os parâmetros de resistência, mas também as poropressões geradas pela obra. Nem sempre as poropressões são conhecidas e, nesses casos, pode-se optar por usar os parâmetros totais e admitir que as poropressões geradas no ensaio são idênticas às

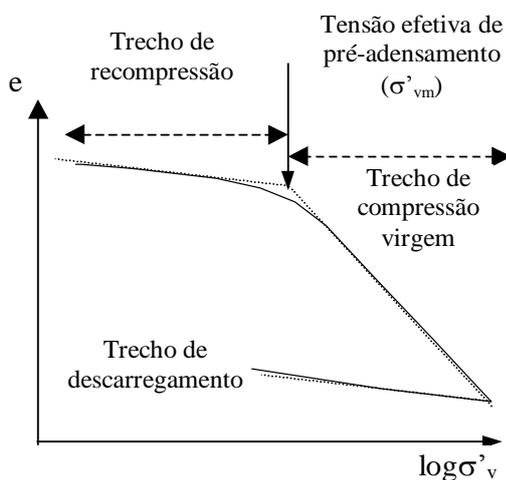
que serão geradas na obra. A Tabela 7 resume as considerações a serem feitas na definição do tipo de análise.

Tabela 7. Tipo de análise

Tipo	Análise
Tensões efetivas	i) Determinação de parâmetros efetivos (c' e ϕ') \Rightarrow ensaios drenados ou não drenados, com medida de poropressão
	ii) Conhecer a geração de poropressão no campo (Δu_{csmpto})
Tensões totais	i) Determinação de parâmetros totais (c e ϕ) \Rightarrow ensaios não drenados, sem necessidade de medida de poropressão
	ii) Assumir que a geração de poropressão no campo (Δu_{csmpto}) é igual a do laboratório

8.2. Histórico de Tensões

A história de tensões dos solos argilosos pode ser definida a partir da curva de compressibilidade $e \times \log \sigma'_v$ (Figura 80). No trecho inicial, de menor compressibilidade, o solo está, sendo submetido a um processo de recompressão. No trecho seguinte, o solo está sendo carregado, pela primeira vez, para valores de tensão efetiva maiores do que os máximos que o depósito já foi submetido. O limite entre os dois trechos é definido por um valor de tensão efetiva correspondente à máxima tensão efetiva que o solo foi submetido em toda sua história, denominada tensão efetiva de pré-adensamento (σ'_m)



Solo Normalmente Adensado (NA) $\Rightarrow \sigma'_{vm} = \sigma'_{vo}$

$$RPA(OCR) = \frac{\sigma'_{vm}}{\sigma'_{vo}} = 1$$

Solo Pre Adensado (PA) $\Rightarrow \sigma'_{vm} > \sigma'_{vo}$

$$RPA(OCR) = \frac{\sigma'_{vm}}{\sigma'_{vo}} > 1$$

Figura 80. História de Tensões

A variação no estado de tensões ocasionado pela remoção de sobrecarga superficial, por exemplo, pode ser citada como uma das causas de pré-adensamento de um depósito. Esta remoção pode estar associada a um processo de erosão, à ação do homem ou mesmo o recuo

das águas do mar. Outras causas de pré-adensamento podem estar relacionadas a variações de poro-pressão (bombeamento, ressecamento superficial, etc) ou mesmo mudança da estrutura do solo por ação do tempo (fluência).

8.3. Comportamento $\sigma \times \varepsilon$ - resistência

Em argilas a situação mais crítica podem ser drenadas ou não drenadas, dependendo da história e trajetória de tensões; isto é, dependendo do grau de pré-adensamento (OCR) e tipo de solicitação (carregamento x descarregamento)

8.3.1. Condição Drenada

8.3.1.1. Argila Normalmente Adensada

O comportamento $\sigma \times \varepsilon$ em argilas NA (Figura 81) indicam uma curva sem pico de resistência não definido. A resistência cresce com a tensão de confinamento. A Figura 82 mostra que as argilas NA permitem a normalização de seu comportamento, ao contrario do que foi observado em areias

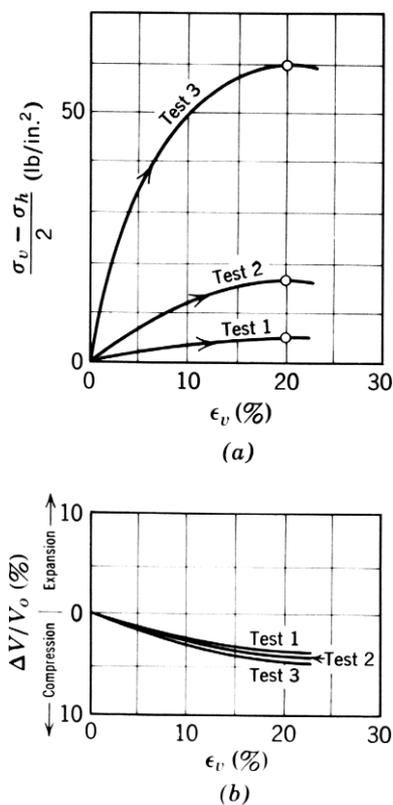


Figura 81. Comportamento Tensão-deformação- variação de volume de argilas NA

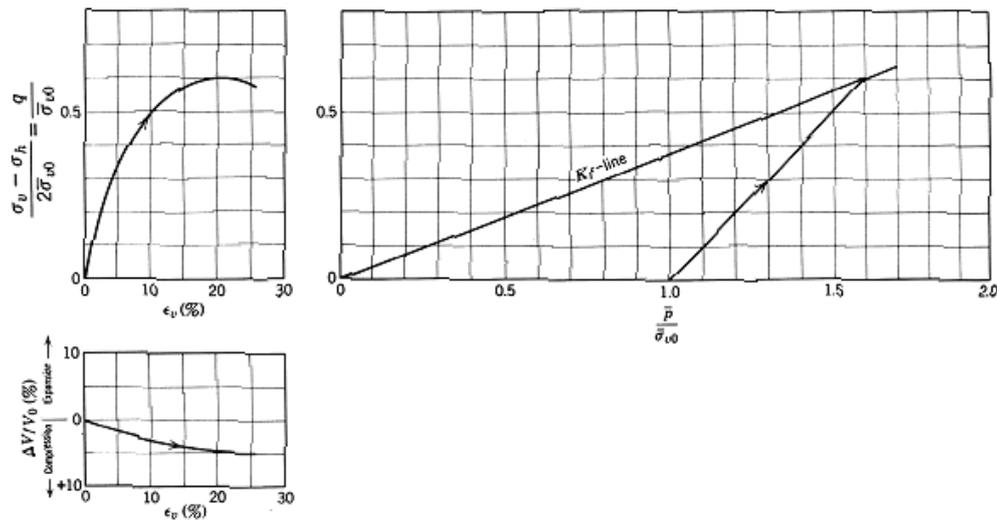


Figura 82. Comportamento Normalizado Tensão-deformação- variação de volume

A Figura 84 mostra as trajetórias de tensão correspondentes aos ensaios drenados mostrados na Figura 81. Observa-se que a envoltória de ruptura passa pela origem, sendo necessário conhecer a inclinação da envoltória para definir os parâmetros de ruptura; isto é:

$$\tau_f = \sigma \times \tan \phi' \Leftrightarrow c' = 0$$

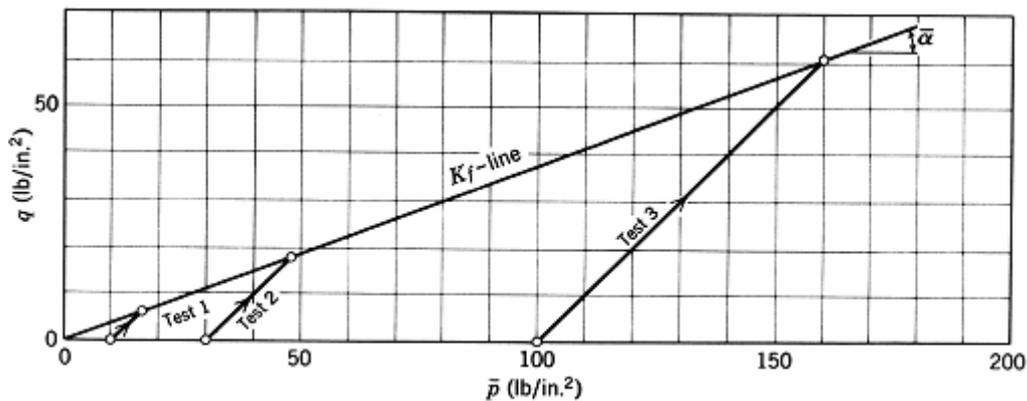


Figura 83. Comportamento Tensão-deformação- variação de volume de argilas NA

A **variação volumétrica em termos do índice de vazios e teor de umidade** estão apresentadas na Figura 84 e Figura 85 . São apresentadas as curvas de correspondentes as condições iniciais ($e_o \times p'_o$) e ($w_o \times p'_o$); e para as condições finais ($e_f \times p'_f$) ($e_f \times q_f$) ou ($w_f \times p'_f$) ($w_f \times q_f$). Observa-se que a **variação de volume definido em função do teor de umidade** (Figura 85) **resultam em retas paralelas**.

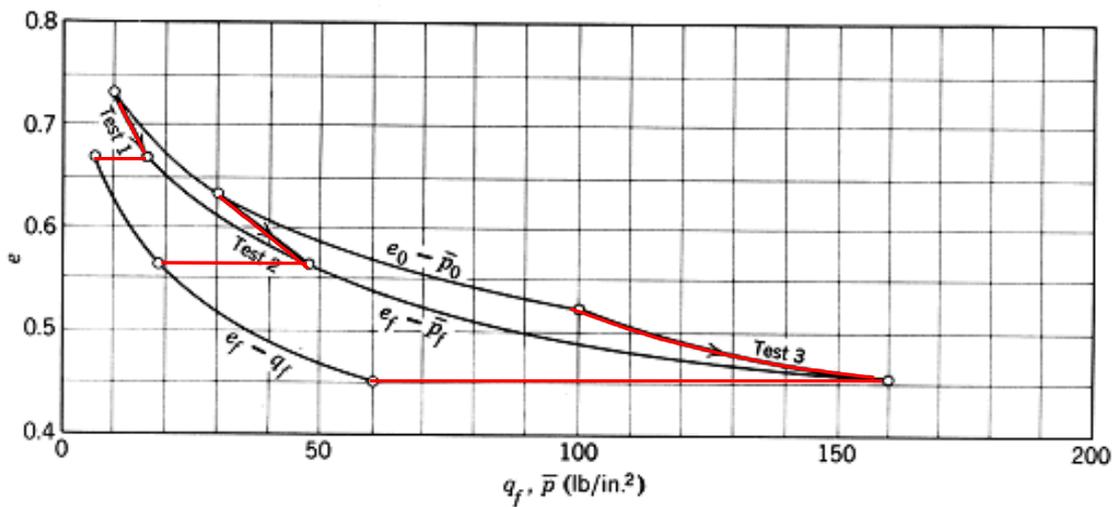


Figura 84. Tensão vs variação de índice de vazios (argila NA)

$$\tau_{ff} = \bar{\sigma}_{ff} \tan \bar{\phi}$$

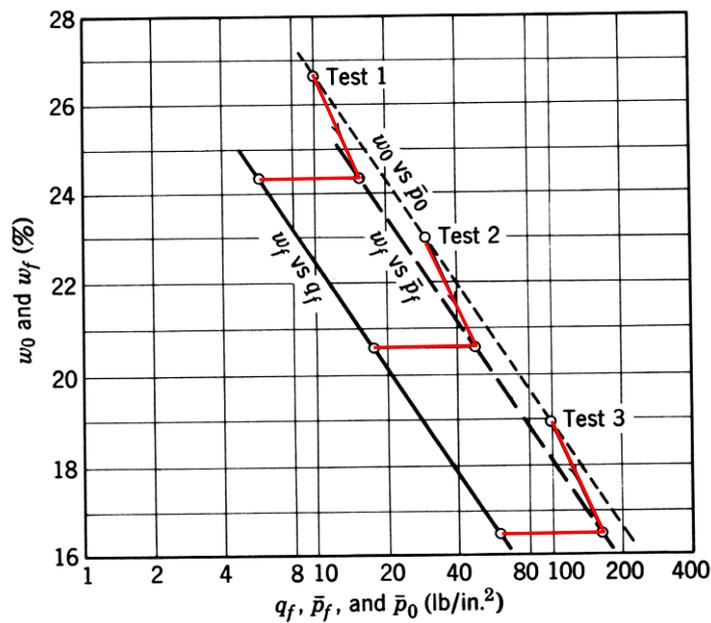


Figura 85. Tensão vs variação de teor de umidade (argila NA)

Com base na Figura 85 **é possível prever o comportamento da argila em termos de resistência e variação de volume, para outros níveis de tensão**. Por exemplo, para um confinamento de 80 lb/in², estima-se teor de umidade final de 17,5% e resistência em torno de 50 lb/in²

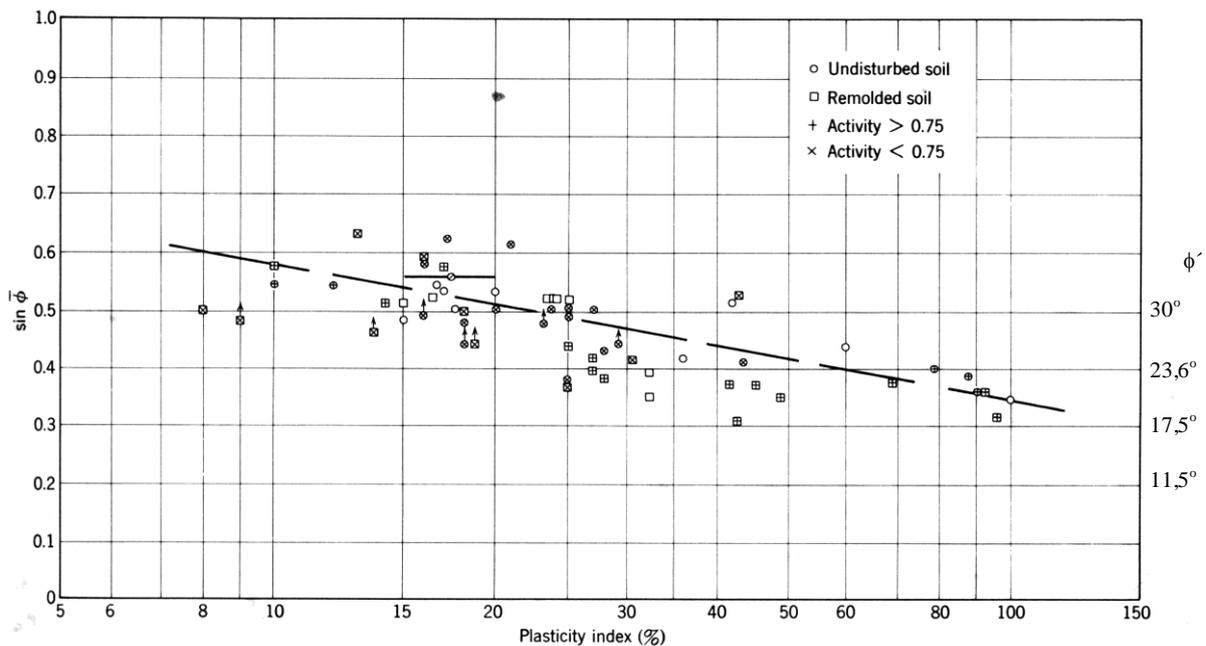


Figura 86. Valores típicos de ângulo de atrito efetivo

8.3.1.2. Argila Pré-adensada

Argilas PA são solos que já foram submetidos a níveis de tensão efetiva superiores aos atuais. Qualquer acréscimo de tensão efetiva acarreta em uma variação de volume correspondente a uma fase de recompressão até que seja atingida a tensão efetiva de pré-adensamento. A partir deste ponto, o solo se comprime segundo a reta virgem de compressibilidade.

O comportamento $\sigma \times \varepsilon$ em argilas PA **indica uma curva com pico de resistência definido**. A Figura 87 compara o comportamento de argilas NA com os de argilas PA. E ambos os casos, a resistência cresce com a tensão de confinamento. No caso das argilas PA, observa-se uma **tendência de expansão durante o cisalhamento**.

As argilas PA não permitem a normalização de seu comportamento.

O incremento de resistência verificado em solos PA reflete-se em uma variação na envoltória que se restringe ao trecho em que o solo está pré-adensado ($\sigma'_v < \sigma'_{vm}$), conforme mostra a Figura 88

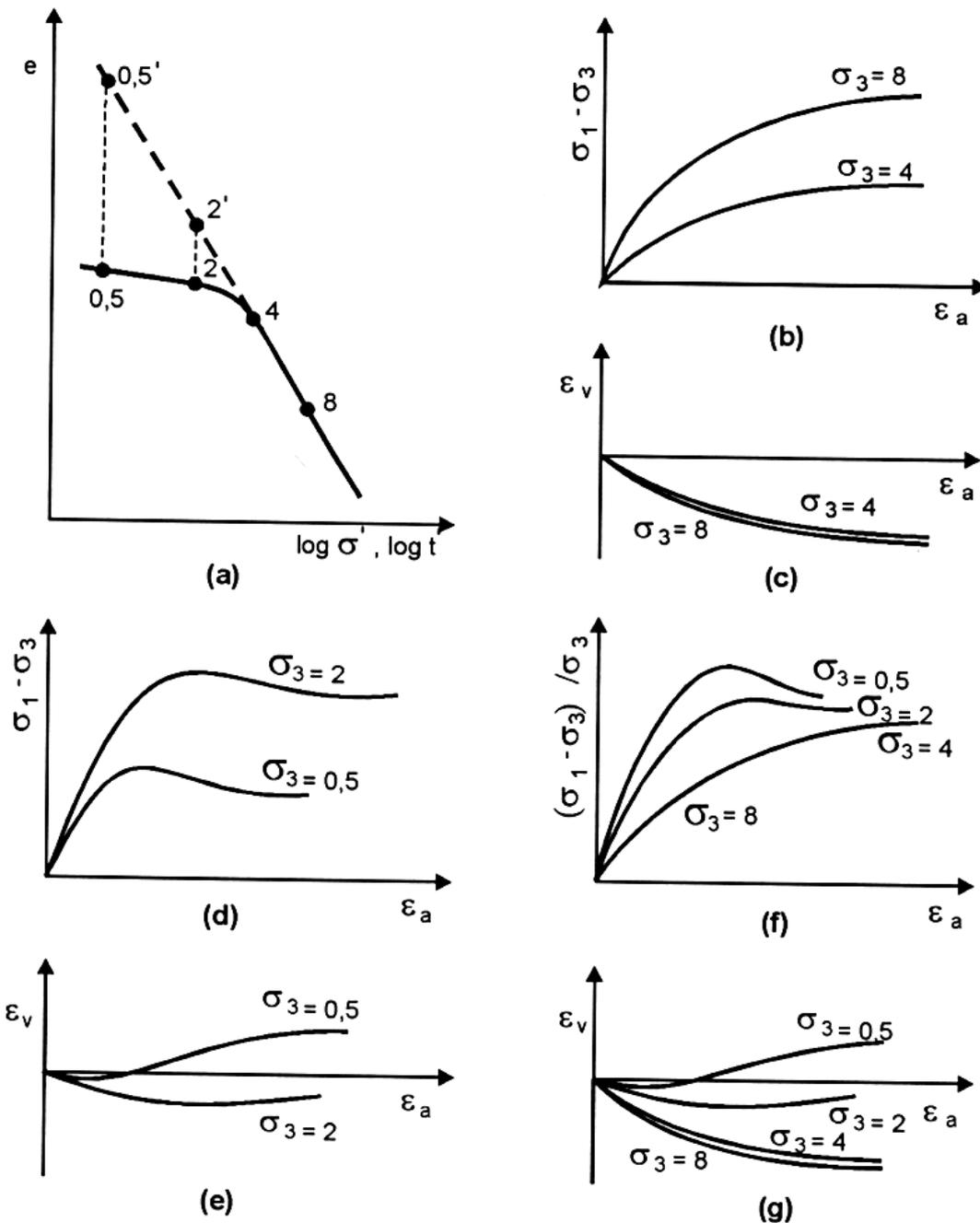


Figura 87. Comparação entre $\sigma \times \varepsilon$ de argilas NA e PA sob condição drenada

Por ser drenado, as trajetórias de tensão efetiva apresentam a mesma inclinação das trajetórias de tensão total, correspondentes aos ensaios drenados. A envoltória de resistência apresenta intercepto não nulo, no trecho em que as tensões são inferiores à tensão efetiva de pré-adensamento, conforme mostrada na Figura 88; isto é:

$$\tau_f = c' + \sigma' \tan \phi'_{PA}$$

A definição dos parâmetros de resistência irá depender da faixa de tensões de interesse para o projeto.

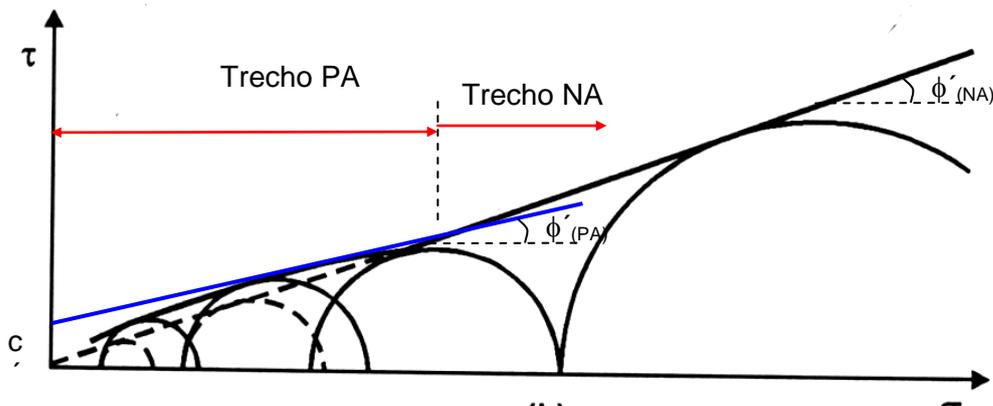


Figura 88. Envolvória de resistência

A variação volumétrica em termos do teor de umidade esta apresentada na Figura 89. As retas paralelas correspondem ao comportamento de argilas NA, com o PA o comportamento passa a ser não linear. É interessante observar que **dependendo das condições iniciais (p'_o) algumas amostras sofrem compressão enquanto que outras sofrem expansão, durante o cisalhamento. Quanto menor o valor de p'_o , maior é o grau de pré-adensamento.** Esta tendência, então, depende exclusivamente do valor de OCR.

Para um determinado valor de p'_f (Figura 89b), o teor de umidade na ruptura na condição NA é superior ao observado na condição PA.

A relação $p \times q \times w$ depende do valor de OCR. É interessante observar que o cisalhamento tende a “destruir” os efeitos do pré-adensamento, já que a diferença entre as curvas $(p'_o \times \omega_o)_{NA}$ e $(p'_o \times \omega_o)_{PA}$ é maior do que as correspondentes na fase de cisalhamento

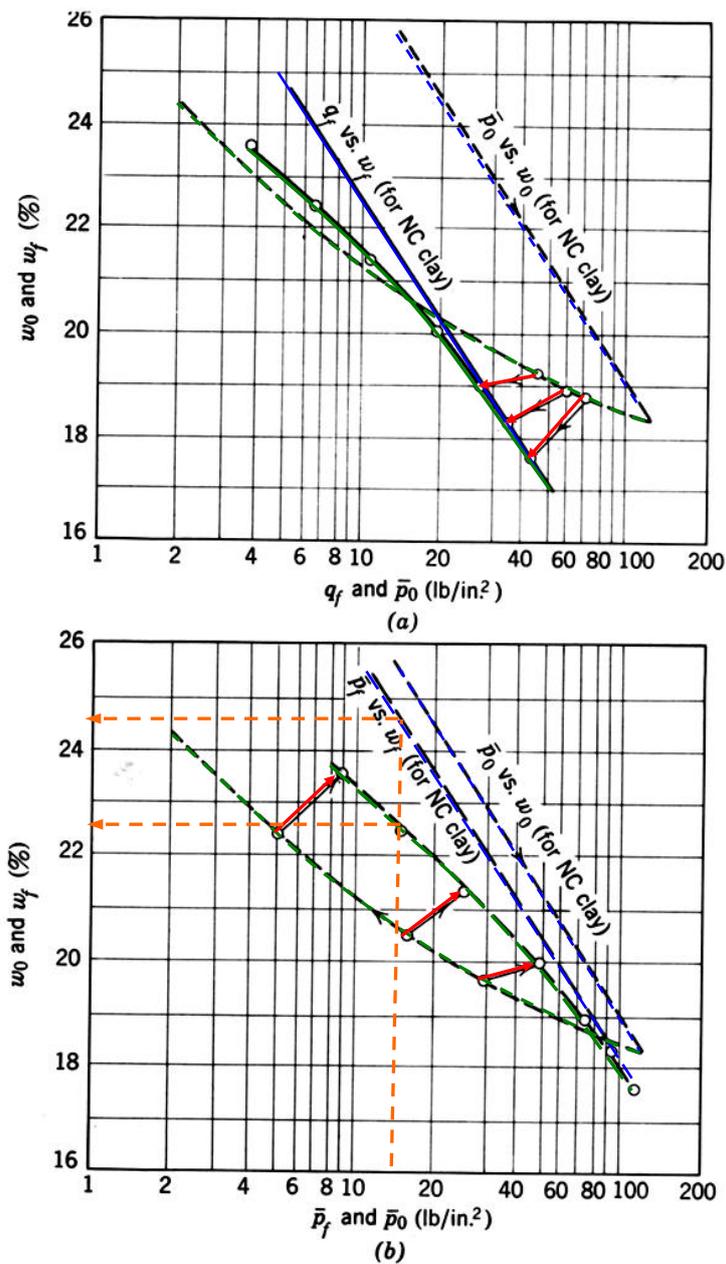


Figura 89. Tensão vs variação de teor de umidade (argila PA)

A transição entre o trecho PA e NA pode ser estimada a partir da envoltória de resistência e do círculo crítico, conforme mostra a Figura 90.

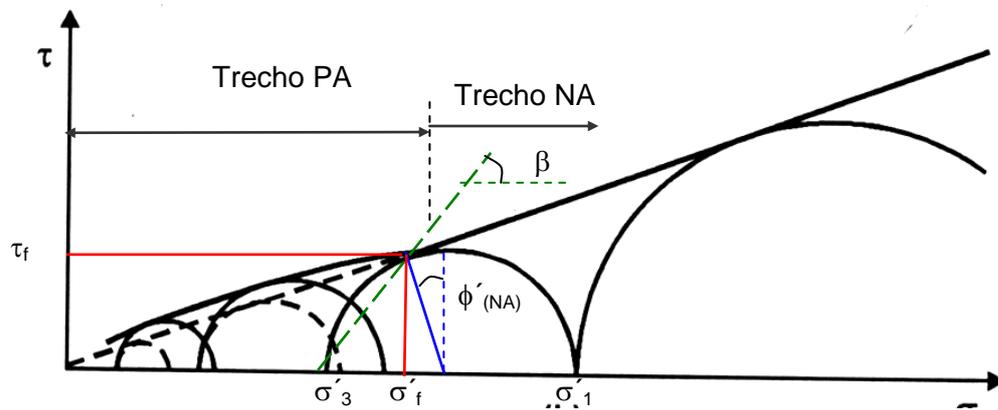


Figura 90. Transição entre os trechos NA e PA

$$\tan \beta = \frac{\tau_f}{\sigma'_f - \sigma'_3}$$

$$\text{mas } \beta = 45 + \frac{\phi''}{2} \Rightarrow \sigma'_3 = \sigma'_f - \frac{\tau_f}{\tan\left(45 + \frac{\phi'}{2}\right)}$$

8.3.1.3. Comparação entre o comportamento drenado de areias e argilas

Observa-se que o comportamento drenado das argilas NA é semelhante ao das areias fofas, enquanto as argilas PA se assemelham as areias densas, no que tange ao seu comportamento tensão – deformação.

Do mesmo modo que se identifica um índice de vazios crítico em areias, pode se identificar o OCR com o qual não se observa variação de volume na ruptura.

A principal diferença entre os dois materiais é a compressibilidade, a qual é muito superior em argilas NA. Adicionalmente, em areias a envoltória de resistência sempre apresenta intercepto de coesão nulo, a menos que a curvatura da envoltória justifique a adoção de $c' \neq 0$.

A Tabela 8 resume esta comparação.

Tabela 8. Comparação entre areias e argilas – comportamento drenado

	Areia	Argila
Resistência ao cisalhamento	função da tensão efetiva na ruptura $\Rightarrow = f(\sigma'_t)$	função da tensão efetiva na ruptura $\Rightarrow = f(\sigma'_t)$
“Compacidade”	Índice de vazios inicial (e_0) Fofa \Leftrightarrow Densa \Leftrightarrow	Grau de pré-adensamento (OCR) Normalmente adensada Pré-adensada
Envoltória de ruptura		

8.3.2. Condição Não Drenada

8.3.2.1. Comportamento $\sigma \times \varepsilon$

O comportamento $\sigma \times \varepsilon$ em argilas sob condição não drenada é semelhante ao observado na condição drenada, havendo, entretanto, a geração da poropressão e variação volumétrica nula.

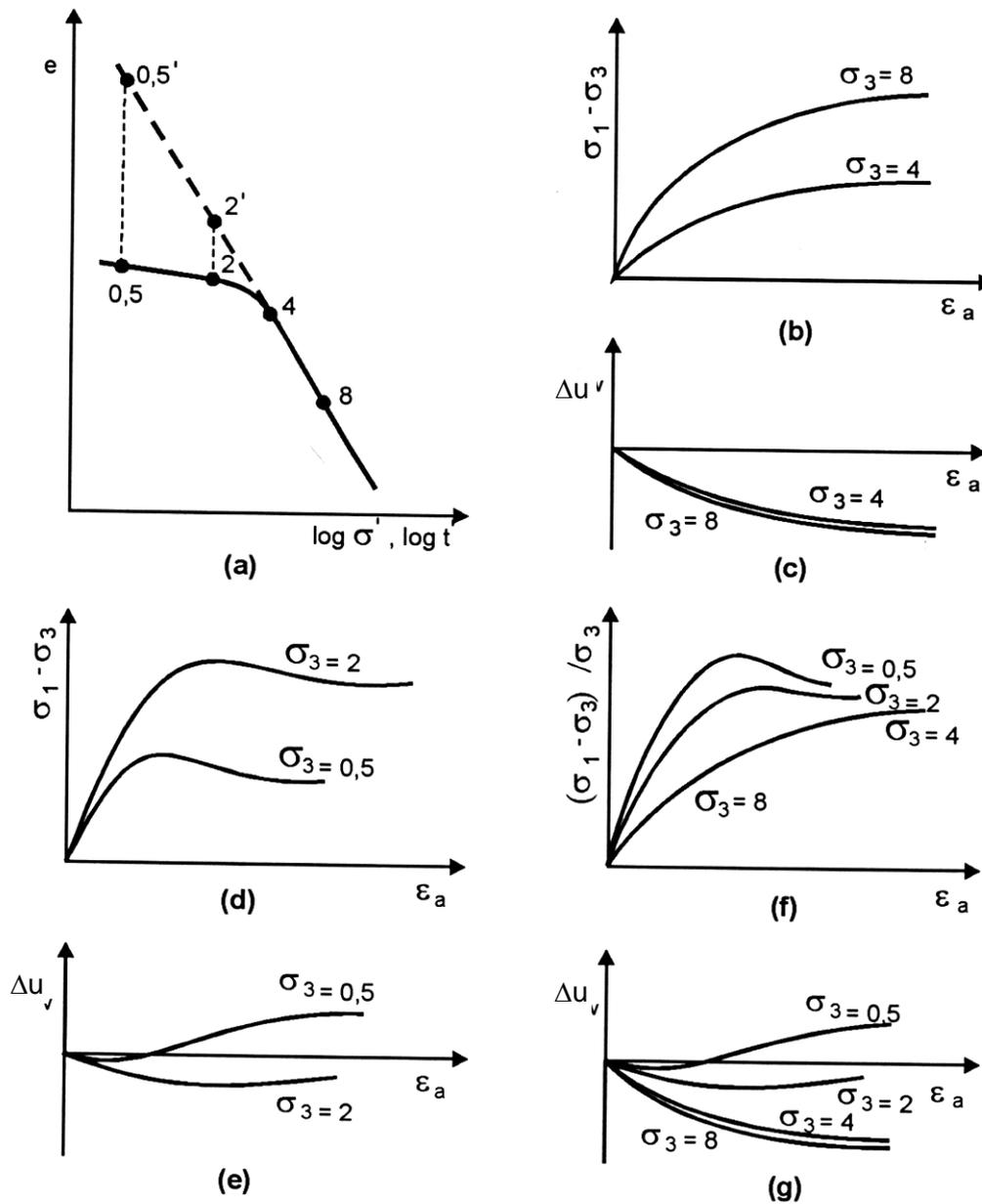


Figura 91. Comparação entre $\sigma \times \varepsilon$ de argilas NA e PA sob condição não drenada

8.3.2.2. Geração de poropressão

Segundo Skempton a geração de poropressão pode ser definida de acordo com a expressão abaixo, onde A e B são denominados parâmetros de poro-pressão. A 1ª. parcela depende da tensão confinante e permite a avaliação do grau de saturação e a 2ª parcela depende da tensão desviadora; isto é, da poropressão gerada no cisalhamento .

$$\Delta u = B\{\Delta\sigma_3 + A(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3)\} \left\{ \begin{array}{l} \Rightarrow \Delta u_c = B\Delta\sigma_3 \Leftrightarrow \text{tensão confinante} + S(\%) \\ \Rightarrow \Delta u_d = BA(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3) \Leftrightarrow \text{tensão desviadora} + S(\%) \end{array} \right.$$

Como já foi visto anteriormente, o parâmetro A depende dentre outros fatores do OCR

Argila	A_f
Normalmente adensada	0,5 a 1
Argila arenosa compactada	0,25 a 0,75
Levemente pré-adensada	0 a 0,5
Argila pedregulhosa compactada	-0,25 a 0,25
Argila altamente pré-adensada	-0,5 a 0

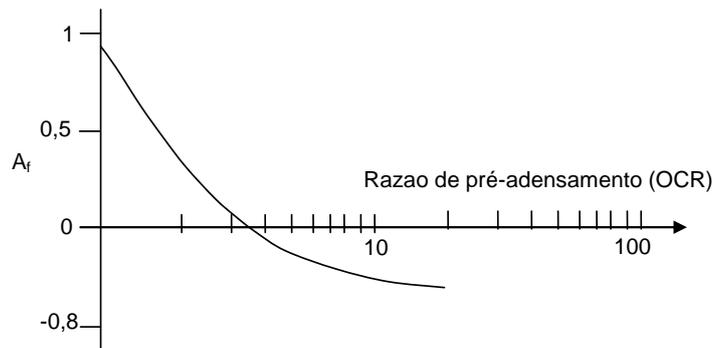


Figura 92. Variação do parâmetro A_f com OCR²⁶

8.3.2.3. Trajetórias argila NA x PA

Em termos de trajetória de tensão a geração de poropressão durante o cisalhamento ($A \neq 0$) faz com que a trajetória efetiva não coincida com a trajetória de tensões totais. A variação do parâmetro A em função do nível de tensões resulta em uma trajetória não linear conforme mostra a Figura 93.

²⁶ Budhu (1999)

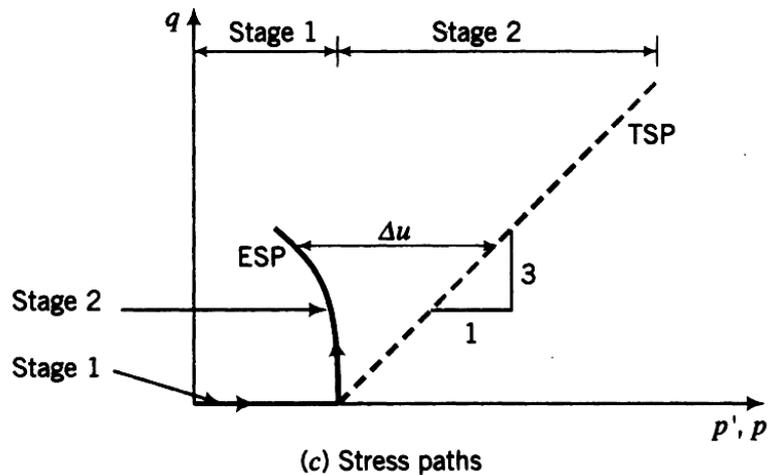


Figura 93. Trajetórias tensão total e efetiva ($u > 0$)

Os solos normalmente adensados tendem a reduzir de volume, portanto sempre geram excessos de poropressão positivos. Por outro lado, pré-adensados podem gerar excessos de poropressão negativo dependendo do grau de pré-adensamento. De uma forma geral, as trajetórias possuem curvaturas contrárias nos trechos PA e NA, conforme mostra a Figura 94

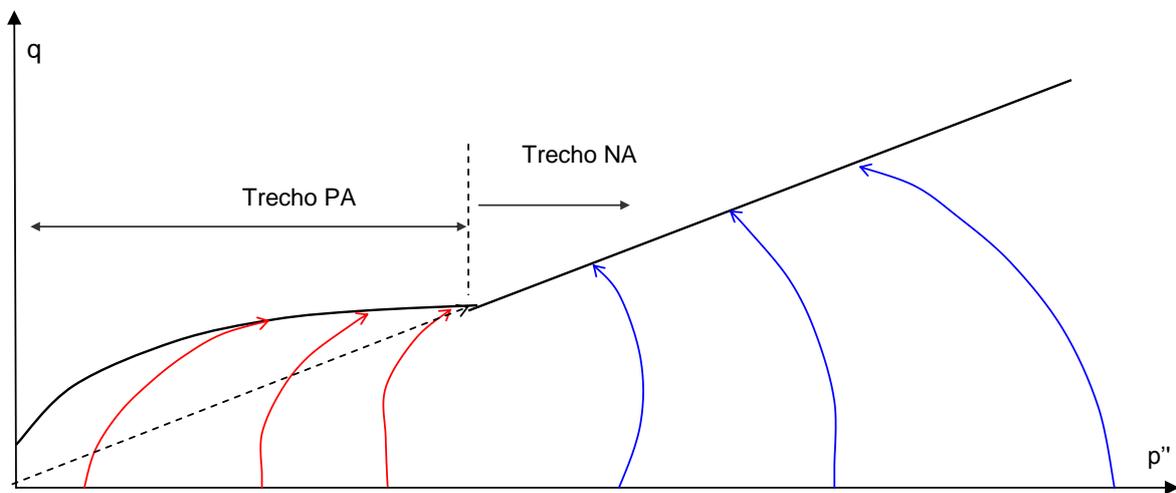


Figura 94. Trajetórias Efetivas de solos NA e PA

8.3.2.4. *Envoltória de resistência*

Ensaio CU

Para a condição não drenada a geração de poropressão resulta numa translação de círculos de tensão total e efetiva, correspondente ao valor da poropressão. Com isso, passa-se a obter 2 envoltórias: tensão total e efetiva

Envoltória Total	↔	$\tau_f = c + \sigma \tan \phi$
Envoltória Efetiva	↔	$\tau_f = c' + \sigma' \tan \phi'$

Na Figura 95 observa-se que se a geração de poropressão é positiva a envoltória efetiva é transladada para esquerda, enquanto que para condições de excesso de poropressão negativo a translação é para direita

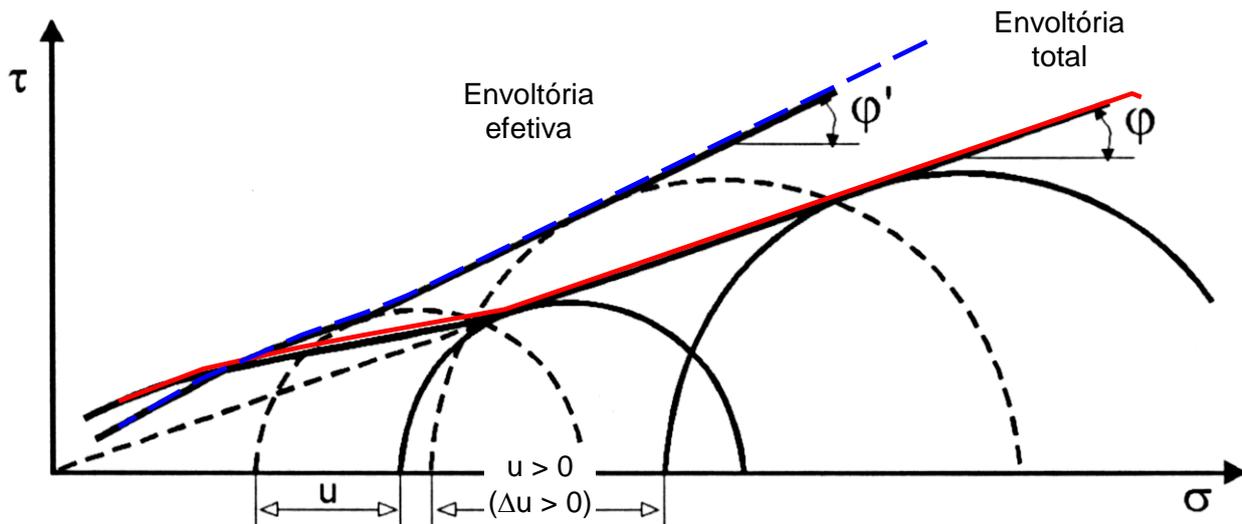
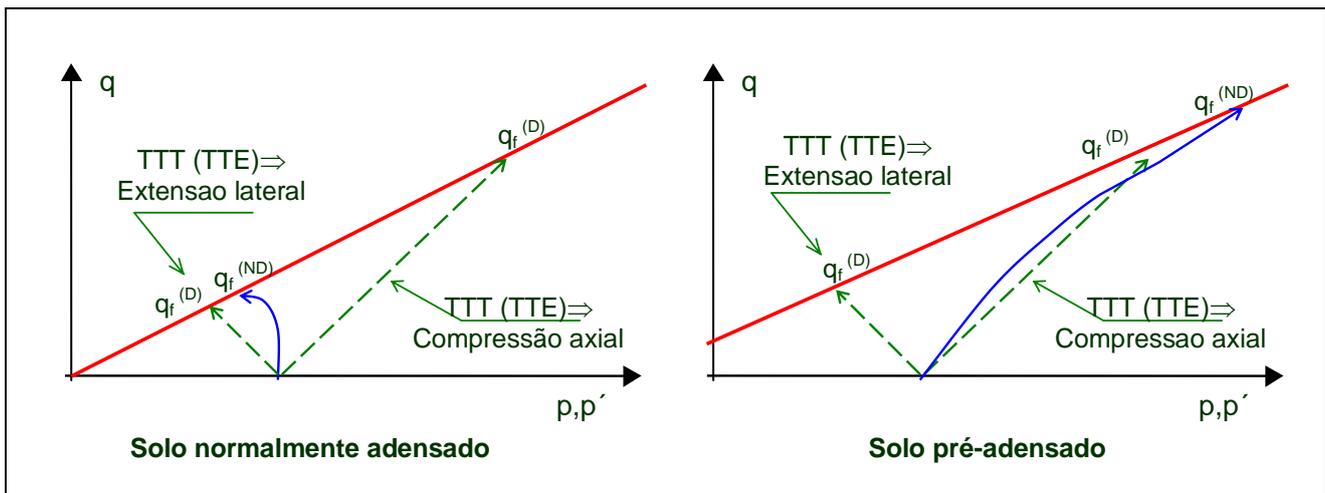


Figura 95. Envoltórias de tensão total e efetiva ($u > 0$)

A envoltória em termos de tensão efetiva é ÚNICA, independente das CONDIÇÕES DE DRENAGEM. Isto é, ensaios drenados ou não drenados fornecem os mesmos parametros c' e ϕ'

Como primeira aproximação pode-se considerar a envoltória ÚNICA, INDEPENDENTE DO TIPO DE CARREGAMENTO

A Figura 96 mostra diferentes condições de carregamento, drenagem para 2 tipos de solo. Os resultados mostram que independente do tipo de carregamento (compressão axial ou extensão lateral) as trajetórias drenadas fornecem a mesma envoltória. Adicionalmente, para condição não drenada, a trajetória efetiva é a mesma para os 2 carregamentos e também resulta na mesma envoltória.



	NA	PA
Compressão axial	$q_f^{(Drenado)} \gg q_f^{(Não Drenado)}$	$q_f^{(Drenado)} \approx q_f^{(Não Drenado)}$
Extensão lateral	$q_f^{(Drenado)} \approx q_f^{(Não Drenado)}$	$q_f^{(Drenado)} \ll q_f^{(Não Drenado)}$

Figura 96. Envoltória Efetiva Única

O tipo de carregamento considerado na Figura 96 diz respeito a solicitações em que a tensão principal intermediária é igual a tensão principal maior ou menor. Outros tipos de solicitação resultam em envoltórias efetivas diferentes, conforme apresentado na **Figura 29**.

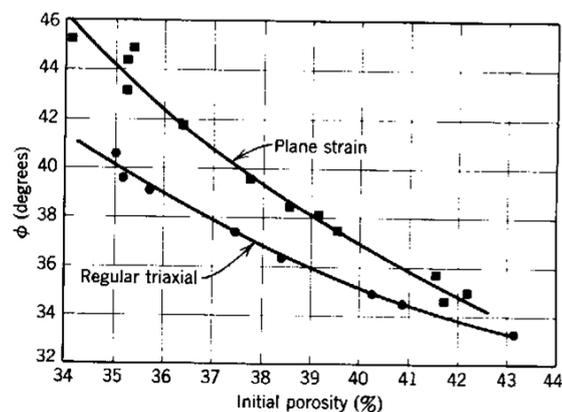


Figura 97. Comparação entre ângulos de atrito de ensaios triaxiais e de deformação plana em areias²⁷

²⁷ Lambe e Whitman (1969)

8.3.2.5. Resistência não Drenada

Ensaio UU

Os ensaios UU são os ensaios triaxiais mais rápidos e mais baratos para determinação da resistência não drenada. O ensaio não permite a determinação da envoltória efetiva, visto que a tensão efetiva do corpo de prova não se altera antes do cisalhamento. Isto é, na 1ª. etapa de ensaio, se o solo está saturado, a geração de poropressão terá o mesmo valor da tensão confinante aplicada, como mostra a figura Figura 98.

Com isso, A tensão efetiva será mantida igual ao valor resultante do processo de amostragem. Quando se extrai a amostra do campo, impõem-se um descarregamento equivalente aos valores de tensões no campo, isto é

$$\Delta\sigma_1 = -\sigma_{v_o}$$

$$\Delta\sigma_3 = -\sigma_{h_o}$$

Considerando-se que haverá geração de excesso de poropressão é possível estimar a tensão efetiva do corpo de prova considerando a condição de amostragem perfeita (Figura 98). A dedução completa esta mostrada no Anexo 1

	$(\sigma_c)_{\text{ensaio 1}} = 50\text{kPa}$	$(\Delta u)_{\text{ensaio 1}} = 50\text{kPa}$	$k_o < 1:$ $\sigma'_{am} = \{k_o + A[1 - k_o]\}\sigma'_{vo}$ $k_o > 1$ $\sigma'_{am} = \{1 + A[k_o - 1]\}\sigma'_{vo}$
	$(\sigma_c)_{\text{ensaio 2}} = 100\text{kPa}$	$(\Delta u)_{\text{ensaio 2}} = 100\text{kPa}$	
	$(\sigma_c)_{\text{ensaio 3}} = 150\text{kPa}$	$(\Delta u)_{\text{ensaio 3}} = 150\text{kPa}$	

Figura 98. Etapa de Aplicação da Tensão Confinante

Na etapa de cisalhamento, os círculos de tensão total serão diferentes, pois se iniciam em níveis de tensão diferentes, resultando em uma envoltória horizontal (Figura 99) Entretanto os círculos efetivos serão coincidentes. A **resistência não drenada** calculada é dependente do único círculo de tensão efetiva e é denominada s_u (cu).

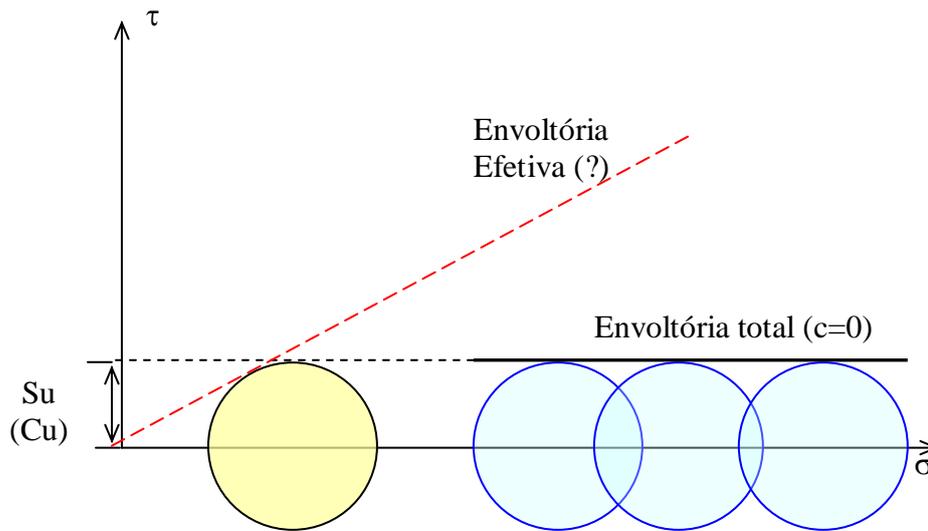


Figura 99. Envoltória UU

Considerando-se Figura 99, tem-se a equação da envoltória escrita como:

$$q = a' + p' \tan \alpha' = c' \cos \phi' + p' \tan(\tan^{-1}(\text{sen} \phi')) = c' \cos \phi' + p' \text{sen} \phi'$$

No caso da condição de ruptura (ponto 2')

$$p'_{2'} = p_2 - A_f \sigma_d = p'_o + \frac{\sigma_d}{2} - A_f \sigma_d = p'_o + \frac{\sigma_d}{2} (1 - 2A_f)$$

$$q_{2'} = q_2 = q_o + \Delta q = q_o + \frac{\sigma_d}{2} = s_u$$

Mas

$$p'_o = \frac{\sigma'_{vo} + \sigma'_{ho}}{2} = \frac{\sigma'_{vo} (1 + k_o)}{2}$$

$$q_o = \frac{\sigma'_{vo} - \sigma'_h}{2} = \frac{\sigma'_{vo} (1 - k_o)}{2}$$

Substituindo as equações acima na equação da envoltória de resistência é possível

explicitar a parcela $\frac{\sigma_d}{2}$

$$\frac{\sigma'_{vo} (1 - k_o)}{2} + \frac{\sigma_d}{2} = c' \cos \phi' + \left[\frac{\sigma'_{vo} (1 + k_o)}{2} + \frac{\sigma_d}{2} (1 - 2A_f) \right] \text{sen} \phi'$$

$$\frac{\sigma_d}{2} [1 - \text{sen} \phi' + 2A_f \text{sen} \phi'] = c' \cos \phi' + \frac{\sigma'_{vo}}{2} [\text{sen} \phi' - 1 + k_o (\text{sen} \phi' + 1)]$$

$$\frac{\sigma_d}{2} = \frac{c' \cos \phi'}{[1 - \text{sen} \phi' + 2A_f \text{sen} \phi']} + \frac{\sigma'_{vo}}{2} \frac{[\text{sen} \phi' - 1 + k_o (\text{sen} \phi' + 1)]}{[1 - \text{sen} \phi' + 2A_f \text{sen} \phi']}$$

Considerando que a resistência não drenada é dada por $\left[\frac{\sigma_d}{2} + q_o \right]$ tem-se

$$s_u = \frac{c' \cos \phi'}{[1 - \text{sen} \phi' + 2A_f \text{sen} \phi']} + \frac{\sigma'_{vo}}{2} \frac{[\text{sen} \phi' - 1 + k_o (\text{sen} \phi' + 1)]}{[1 - \text{sen} \phi' + 2A_f \text{sen} \phi']} - \underbrace{\frac{\sigma'_{vo} (1 - k_o)}{2}}_{q_o}$$

Ou

$$s_u = \frac{c' \cos \phi'}{[1 - \text{sen} \phi' + 2A_f \text{sen} \phi']} + \sigma'_{vo} \frac{\text{sen} \phi' [k_o + A_f - k_o A_f]}{[1 - \text{sen} \phi' + 2A_f \text{sen} \phi']}$$

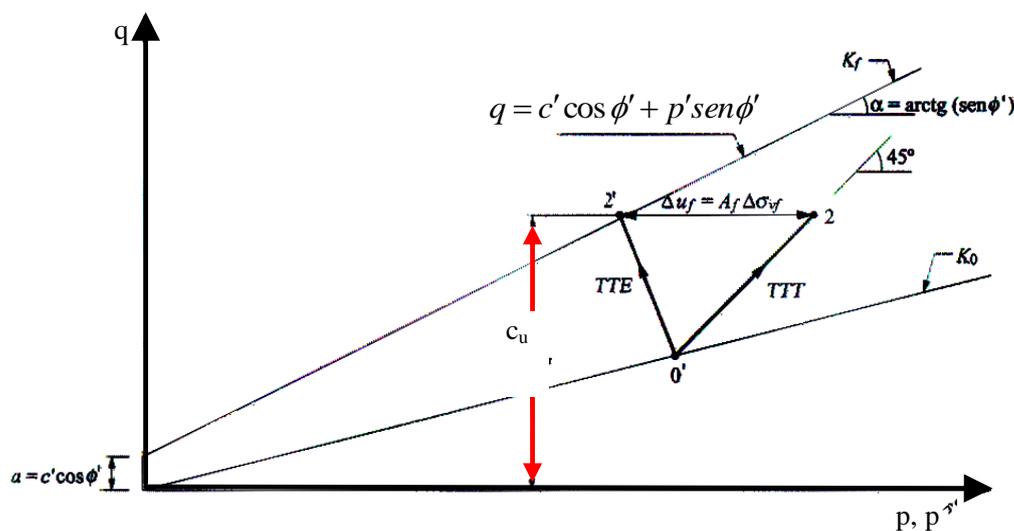


Figura 100. Trajetória de Tensões – Ensaio Não drenado de compressão axial (Ck_oU)

E interessante observar que no caso de solos normalmente adensados ($c'=0$) a expressão torna-se²⁸:

$$\frac{s_u}{\sigma'_{vo}} = \frac{\text{sen} \phi' [k_o + A_f - k_o A_f]}{[1 - \text{sen} \phi' + 2A_f \text{sen} \phi']} = \text{constante}$$

Considerando valores correntes de ângulo de atrito de coeficiente de empuxo no repouso (em regra próximo a $1 - \text{sen} \phi'$), a relação varia entre

$$\frac{s_u}{\sigma'_{vo}} \cong 0,2 \text{ a } 0,4$$

No caso de outras trajetórias de tensão, a expressão muda ligeiramente. No caso de extensão axial ($\sigma_v = \text{cte}$ e σ_h diminuindo), a equação torna-se:

²⁸ Fernandes, Manuel (2006) – Mecânica dos Solos Conceitos e Princípios Fundamentais – FEUP Editora

$$\frac{s_u(h)}{\sigma'_{vo}} = \frac{\text{sen}\phi' [1 - A_f + k_o A_f]}{[1 - \text{sen}\phi' + 2A_f \text{sen}\phi']} = \text{constante}$$

A Figura 101 mostra resultados de ensaios CIU realizados em amostras da camada de argila da Baixada Fluminense. Os valores de resistência não drenada normalizada em relação à tensão efetiva vertical variam entre 0,27 e 0,31, podendo se indicar um valor médio de $S_u/\sigma'_c = 0,30$, característico de argilas normalmente adensadas.²⁹

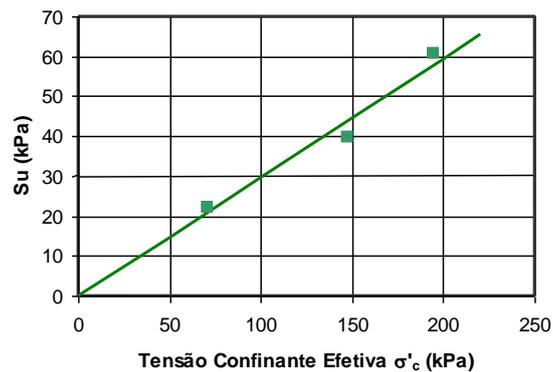


Figura 101 - Resistência não drenada em função da tensão confinante

Na Figura 102 mostra perfis de resistência não drenada obtida por vários pesquisadores na argila da Baixada Fluminense. Os valores de resistência mais elevados, apresentados por Sayão (1980) são justificados pela evidência de que o adensamento primário, provocado pelo lançamento do aterro, já se encontrava encerrado por ocasião da retirada das amostras do referido trabalho.

Observa-se que junto a superfície do terreno há um aumento da resistência não drenada. Este aumento caracteriza uma zona denominada de camada ressecada ou crosta ressecada. Sucessivos ciclos de variação do NA geram ações de carregamento e descarregamento, causando um pré-adensamento.

²⁹ Spanneberg (2003) **Caracterização Geotécnica de um Depósito de Argila Mole da Baixada Fluminense** MSc PUC-Rio

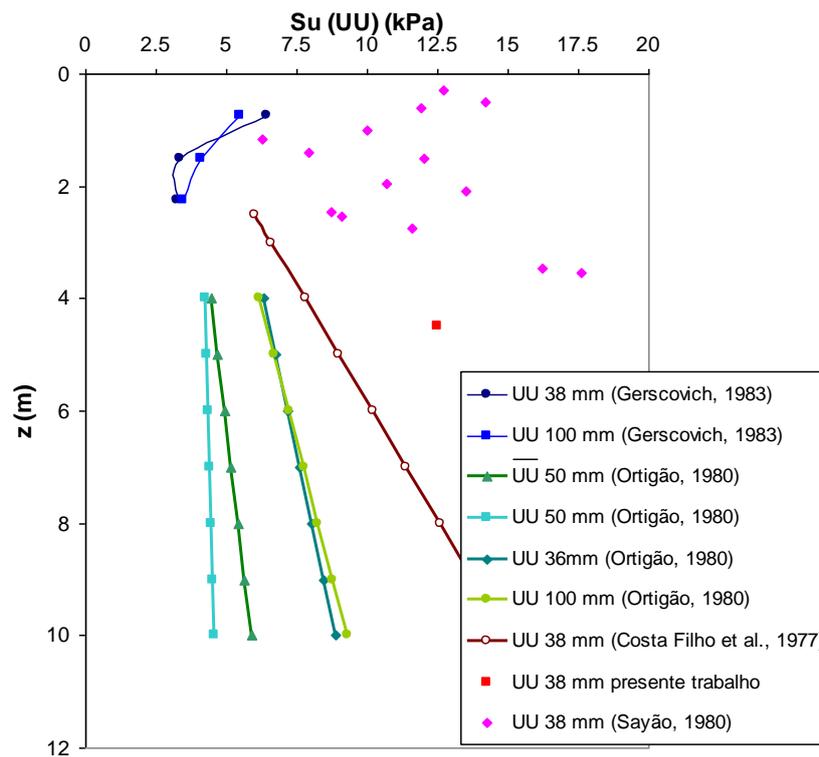


Figura 102 - Variação de S_u (UU) com a profundidade

Ensaio de Palheta (Vane test)

O ensaio consiste em introduzir verticalmente no solo uma palheta cruciforme com dimensões padronizadas de 130 mm de altura (H), 65 mm de diâmetro (D) e 2 mm de espessura, conforme mostra Figura 103. Em seguida, aplica-se uma rotação à palheta, a uma velocidade de 6°/min, mede-se o torque (T). A resistência indeformada s_u é determinada pela equação:

$$s_u = \frac{2T_{\max}}{\pi D^2 H + \frac{\pi D^3}{3}}$$

onde: T é o torque máximo (kNm); D é o diâmetro da palheta (m). O ensaio prevê a determinação da resistência ao cisalhamento sob condições não drenadas. Um eventual processo de drenagem resultaria num aumento de tensões efetivas e, conseqüentemente, resistências mais elevadas. Para garantir esta condição deve-se ter cuidado com relação a velocidade de rotação.

O VST pode ser usado para avaliar o grau de anisotropia do depósito através da utilização de palhetas de diferentes relações altura / diâmetro (H/D)

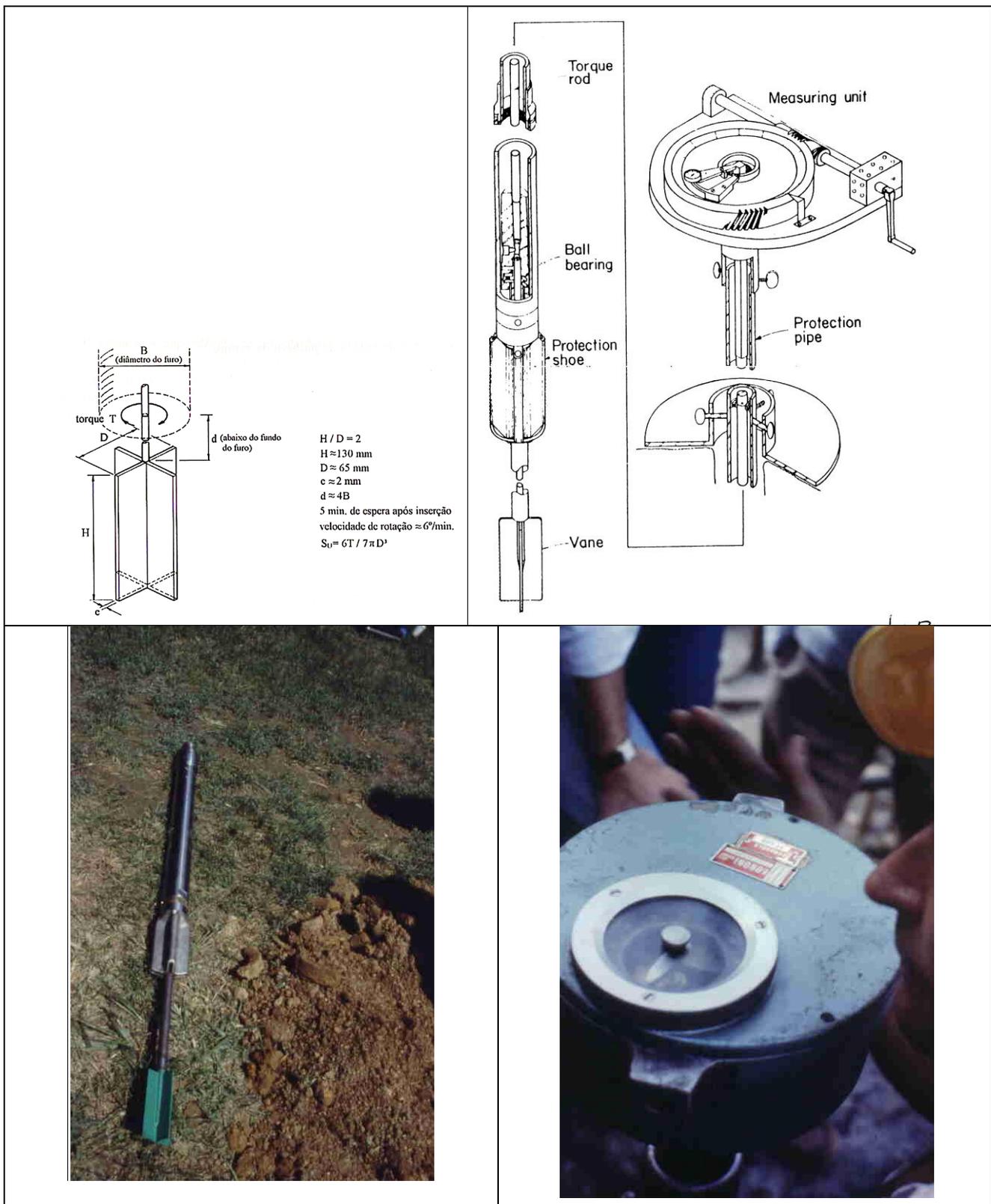
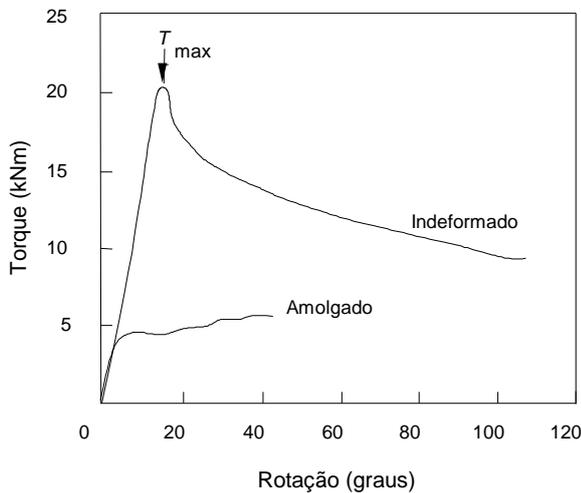


Figura 103. Palheta de Campo

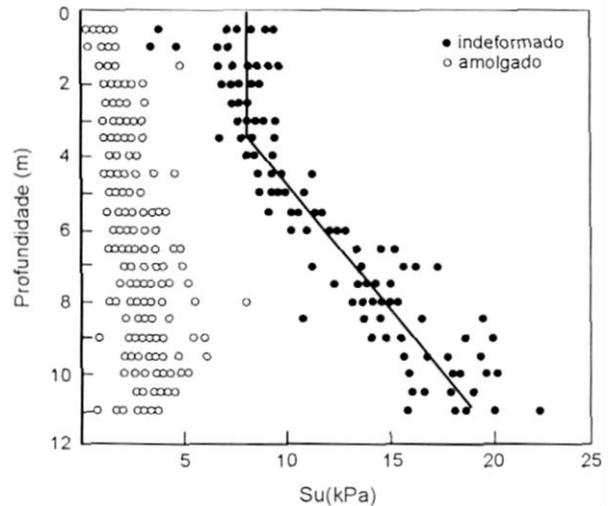
Após a determinação de T_{\max} , aplicam-se pelo menos **10 rotações completas** e refaz-se o ensaio em condições deformadas, obtendo-se a **resistência amolgada** $(s_u)_{\text{amolgado}}$ (Figura 104). A

relação entre as resistências indeformada e amolgada definem a sensibilidade ou sensibilidade (S_t) do solo ensaiado; isto é:

$$S_t = \frac{S_u}{(s_u)_{\text{amolgado}}}$$



(a) resultado de ensaio



(b) argila do Rio de Janeiro (Ortigão & Collet, 1986 apud Schnaid, 2000).

Figura 104. Resultado Típico do ensaio VST

Face a **diferenças na velocidade de cisalhamento, anisotropia e a efeitos de fluência**, alguns autores sugerem s_u deva ser corrigido para se adequar a resposta de campo (Bjerrum, 1973):

$$s_{u_{\text{corrigido}}} = \mu s_{u_{\text{medido}}}$$

onde μ fator de correção, função índice de plasticidade da argila. A Figura 105 apresenta a correlação proposta por Bjerrum em comparação com casos de argilas brasileiras.

A aplicação deste fator de correção foi questionada em casos históricos de aterros sobre solos moles (turfa) na Baixada Fluminense (Sandroni, 1993) e por outros pesquisadores brasileiros (Ortigão, 1980; Coutinho, 1986). Assim sendo, na prática deve-se avaliar a real necessidade de utilização do fator de correção.

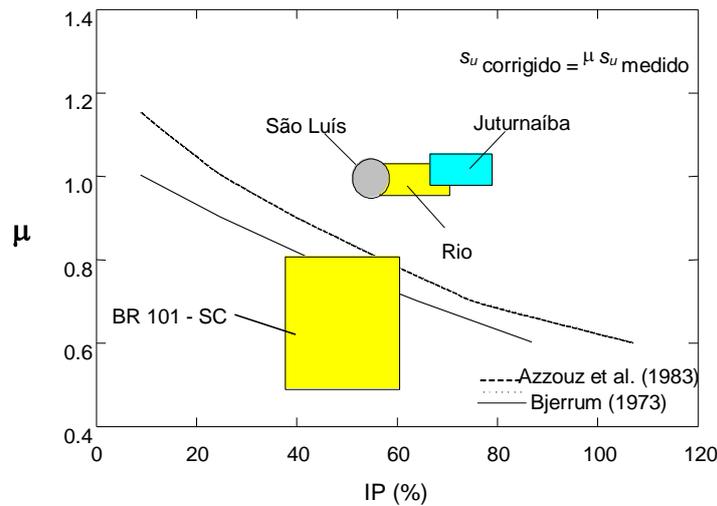


Figura 105. Fator de Correção μ

Relações empíricas

Algumas sugestões estão apresentadas na Tabela 9. Estas relações podem ser utilizadas em análises preliminares. De forma alguma, estas proposições suprimem a necessidade da determinação experimental.

Tabela 9. Relações empíricas para estimativa de parâmetros de resistência não drenados

Solo	Equação	Referencia
Argila NA	$\left(\frac{S_u}{\sigma'_v}\right)_{NA} = 0,11 + 0,0037 \times IP$	Skempton & Bjerrum(1957) ³⁰
Argila PA	$\frac{(S_u/\sigma'_v)_{PA}}{(S_u/\sigma'_v)_{NA}} = OCR^{0,8}$	Ladd et al (1977) ³¹
	$\left(\frac{S_u}{\sigma'_v}\right)_{PA} = (0,23 \pm 0,04) \times OCR^{0,8}$	Jamilkowski et al (1985) ³²
Argilas	$\left(\frac{S_u}{\sigma'_v}\right) = 0,22$	Mesri (1975) ³³

³⁰ Skempton & Bjerrum (1957) A contribution to the settlement analysis of foundation on clay, Geotechnique, 7(4), pp.168-178

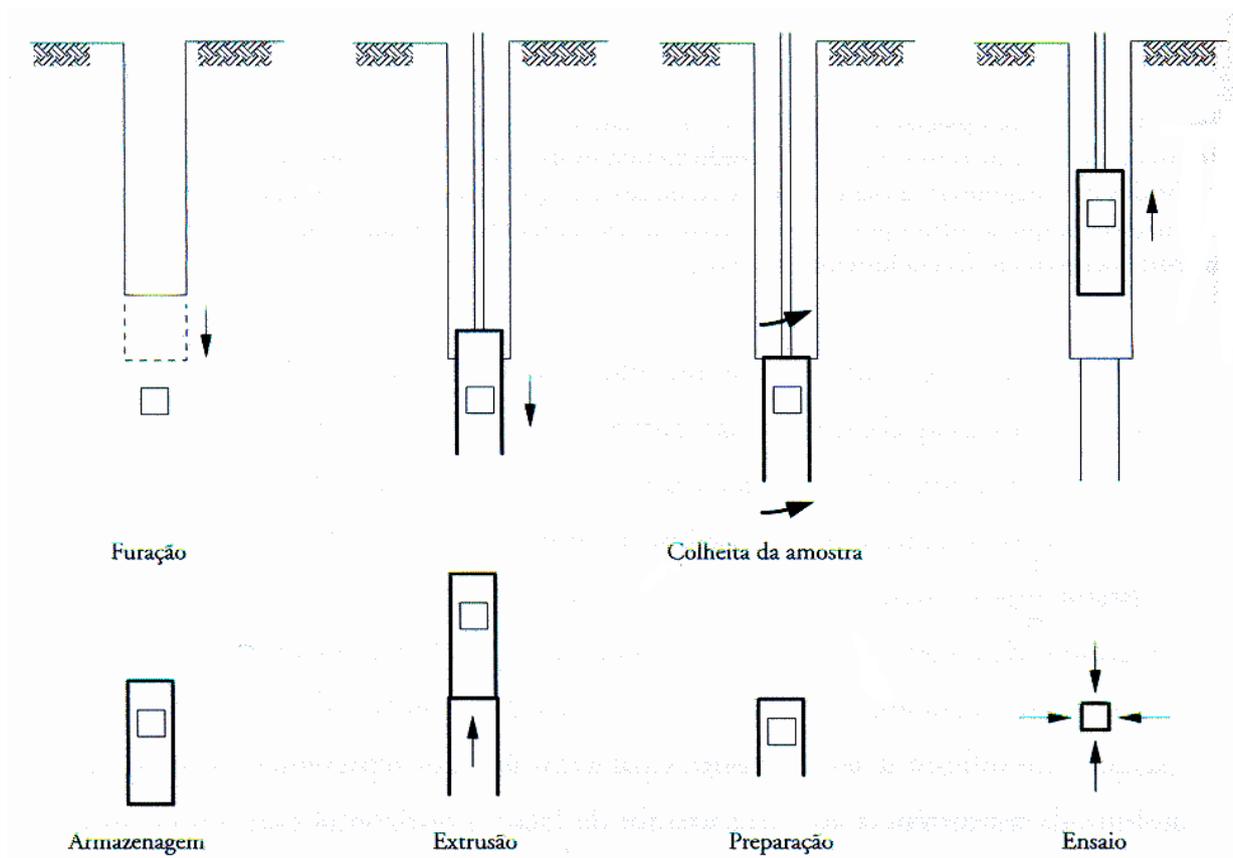
³¹ Ladd ,CC Foot, R., Ishihara, K., Acholusser, F. and Poulos, H.G (1977). Stress-deformation and strength characteristics.Proc. of 9th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Tokio, pp421-494.

³² Jamilkowski, M. Ladd, C.C, Germaine, J.T. and Iancetta, R. (eds) (1985) New developments in field and laboratory testing of soils 11th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Sao Francisco, v.1, pp.57-154.

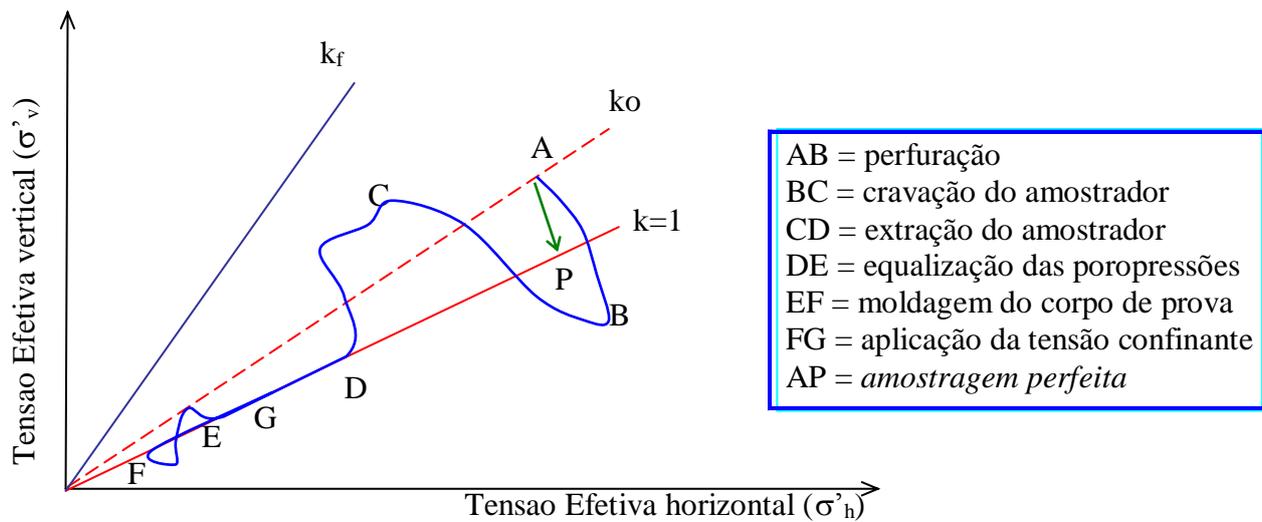
³³ Mesri , G (1975) Discussion: new design procedure for stability of soft soils. Journal Geotechnical Engineering Division, ASCE, 101 (GT4), pp.409-412.

ANEXO 1 – INFLUENCIA DA AMOSTRAGEM.

Os **efeitos da amostragem são particularmente importantes nos ensaios UU**, visto que não há variação nas tensões efetiva antes do cisalhamento. Antes do ensaio a amostra é extraída, levada para o laboratório e o corpo de prova preparado para o ensaio, estas operações geram variações no estado de tensões efetiva da amostra conforme mostra a Figura 106



(a) sequencia



(b) tensões

Figura 106. Amostragem

Se as operações anteriores ao início do cisalhamento não causassem nenhuma perturbação na amostra, seria possível estimar o valor da tensão efetiva correspondente à condição de amostragem perfeita.

Antes da extração da amostra a tensão efetiva média é :

$$\sigma'_{mo} = \frac{\sigma'_v + 2\sigma'_h}{3} = \frac{\sigma'_v(1 + 2k_o)}{3}$$

Com a amostragem, há alívio de tensões e o estado de tensões totais cai para zero. Como não se permite a drenagem, a tensão efetiva final é constante e igual a poropressão; isto é:

$$\sigma'_{am} = \sigma_{am} - u_{am} = \sigma_{am} - (u_o + \Delta u) = -(u_o + \Delta u)$$

No caso de solo saturado, a geração de poropressão pode ser calculada com base na equação de Skempton:

$$\Delta u = B\{\Delta\sigma_3 + A(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3)\}$$

Mas

$$\Delta\sigma_1 = \sigma_{vf} - \sigma_{vo} = -\sigma_{vo} = -(\sigma'_{vo} - u_o)$$

$$\Delta\sigma_3 = \sigma_{hf} - \sigma_{ho} = -\sigma_{ho} = -(\sigma'_{ho} - u_o)$$

Então (B=1 para solo saturado)

$$\Delta u = -\{(\sigma'_{ho} + u_o) + A[(\sigma'_{vo} + u_o) - (\sigma'_{ho} + u_o)]\} = -\{(\sigma'_{ho} + u_o) + A[\sigma'_{vo} - \sigma'_{ho}]\}$$

ou

$$u_{am} = \Delta u + u_o = -\{\sigma'_{ho} + A[\sigma'_{vo} - \sigma'_{ho}]\}$$

Com isso a tensão efetiva para amostragem perfeita seria isotrópica e igual a

$$\sigma'_{am} = \{\sigma'_{ho} + A[\sigma'_{vo} - \sigma'_{ho}]\}$$

ou

$$\sigma'_{am} = \{k_o + A[1 - k_o]\}\sigma'_{vo} \dots \dots \text{para } k_o < 1$$

$$\sigma'_{am} = \{1 + A[k_o - 1]\}\sigma'_{vo} \dots \dots \text{para } k_o > 1$$

Entretanto, observa-se experimentalmente que a tensão efetiva após a amostragem não apresenta os valores teoricamente esperados. A Tabela 10 mostra alguns resultados experimentais, obtidos em ensaios triaxiais através da medição da poropressão. Nesta tabela, mostra-se a variação da tensão efetiva em relação à tensão media inicial; isto é

$$\Delta\sigma'_m = \sigma'_{m_o} - \sigma'_{am}.$$

Tabela 10. Efeito da amostragem

Solo	ko	A	$\left(\frac{\Delta\sigma'_m}{\sigma'_{m_o}}\right)_{teorico}$	$\left(\frac{\Delta\sigma'_m}{\sigma'_{m_o}}\right)_{exp}$
1	0,46	0,17	-0,14	-0,63
2	0,55	0,20	-0,08	-0,53
3	0,58	0,25	-0,05	-0,89

Os maiores valores de variação de $\left(\frac{\Delta\sigma'_m}{\sigma'_{m_o}}\right)$ foram atribuídos ao amolgamento nas paredes

do amostrador. A cravação do amostrador gera um acréscimo de poropressão, na região próxima a parede, fazendo com que surja um gradiente dentro da amostra (Figura 107). Com u_f positivo, haverá uma redução na tensão efetiva ao final da amostragem. Esta geração de poropressão é função da espessura da parede do tubo amostrador. Por esse motivo, amostragem em solos argilosos deve ser executada com tubo de parede fina.

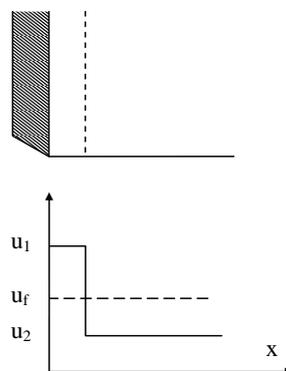


Figura 107. Gradiente gerado pela cravação do amostrador

Um outro aspecto que também pode influenciar na tensão efetiva após a amostragem é a temperatura. Sob condições não drenadas, a variação de temperatura afeta a tensão efetiva do solo, já que os coeficientes de dilatação térmica do solo e da água são diferentes. A taxa de variação da tensão efetiva com a temperatura é função do nível de tensões. Estudos mostraram que quando a temperatura aumenta, há uma queda na tensão efetiva. Até 3m de profundidade observa-se a influência da temperatura.

Um último aspecto a ser, também, considerado é a possibilidade de evaporação da água presente nos vazios.

Segundo Terzaghi, a **razão de evaporação (v_e)** é definida como:

$$v_e = \frac{\Delta vol \text{ (volume evaporado)}}{\text{tempo}(t) \times \text{area externa}(S)}$$

Então

$$\Delta vol = v_e \times t \times S$$

Considerando-se uma amostra cilíndrica de $2R$ de diâmetro e altura igual a $4R$ tem-se um volume total (V) de $4\pi R^3$ e uma área superficial de $10\pi R^2$. Nestas condições

$$\Delta vol = v_e \times t \times (2\pi R^2) \times \frac{4R}{4R} = 2,5 \times v_e \times t_e \times \frac{V}{R}$$

ou

$$\frac{\Delta vol}{V} = \frac{2,5 \times v_e \times t_e}{R}$$

mas, define-se compressibilidade (m) por

$$m = \frac{\Delta vol / V}{\Delta \sigma'}$$

Com isso, a variação da tensão efetiva gerada pela evaporação pode ser escrita como:

$$\Delta \sigma' = \frac{2,5 \times v_e \times t_e}{m \times R}$$

Em argilas moles, com alta compressibilidade, esta variação é insignificante. Convém observar que o tempo de evaporação afeta diretamente o valor da variação da tensão efetiva. Por este motivo, recomenda-se proteger a amostra imediatamente após a extração para evitar perdas por evaporação.