

PEF 3310 . Resumo para P1

1. Introdução

Neste documento, apresenta-se resumo dos assuntos que fazem parte do programa da disciplina PEF 3310 e que serão avaliados por meio da primeira ~~prova~~ ~~(PE)~~, a qual ocorrerá em 04/10.

O objetivo é tão somente servir como roteiro para os estudos. As referências bibliográficas indicadas no programa tratam os assuntos numa profundidade mais adequada às finalidades da disciplina. De maneira geral, os assuntos até aqui abordados podem ser vistos em:

- Capítulos 14, 15 e 16 do livro do Prof. Carlos Pinto : tratam de resistência dos solos;
- Capítulos 3 e 4 do livro do Prof. Faíçal : tratam de estabilidade de taludes;

Dessa forma, os dois temas acima, eventualmente combinados, são a fonte dos problemas que farão parte da primeira avaliação.

2. Interligação entre os temas

Embora seja natural associar os dois temas acima indicados, é interessante fazer alguns comentários sobre essa interligação. Isso porque, diferentemente de quando se estudam estruturas de barras, pode não parecer óbvia a associação entre um resultado de ensaio de laboratório feito numa amostra de solo e a situação de campo.

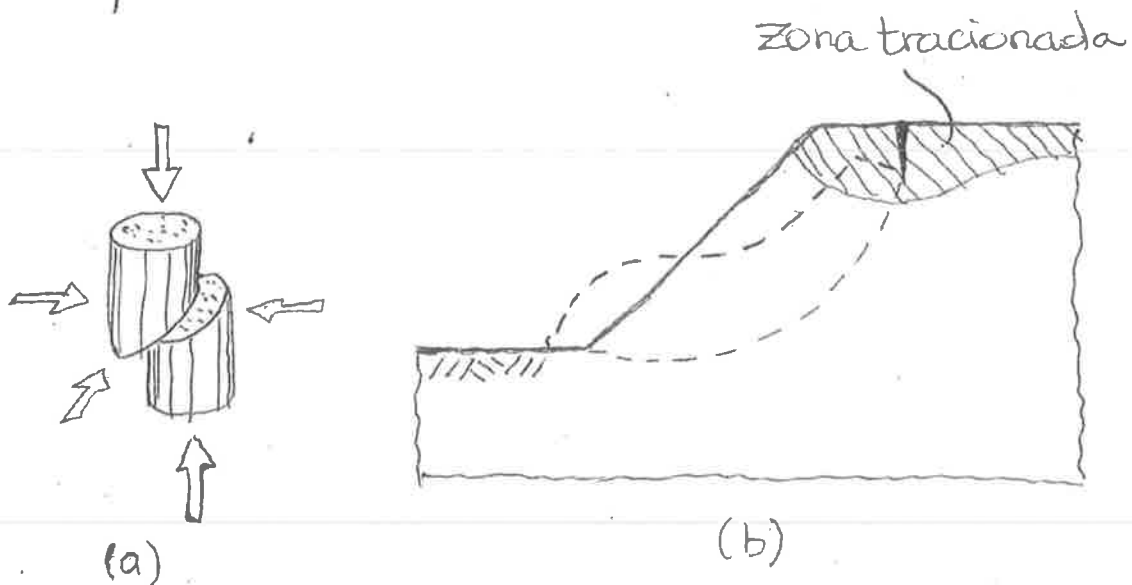
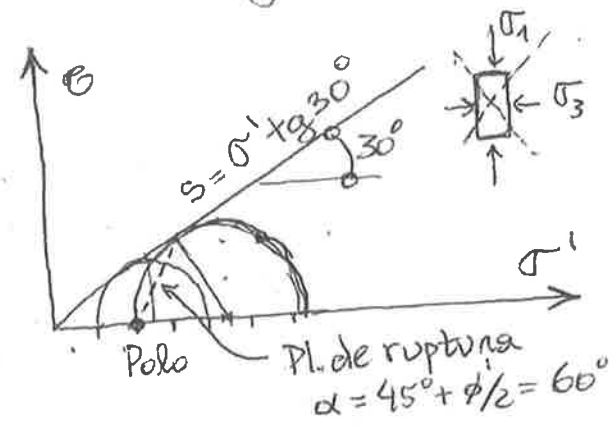


Figura 1 - Ilustração esquemática da ruptura em um ensaio triaxial (a) e em um talude (b - cf. Terzaghi, 1943).

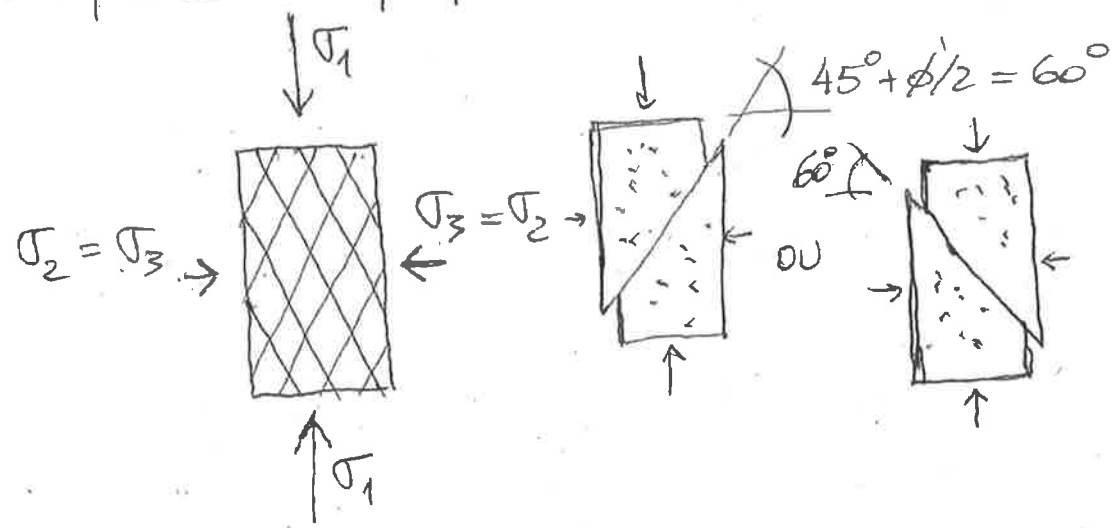
Boa parte dessas dificuldades é provavelmente associada a questões de natureza geométrica, que por sua vez conduzem a um campo de tensões muito mais complexo no problema (b).

Dessa forma, imagine-se que, a partir de um ensaio triaxial foram obtidos os seguintes resultados para uma areia:

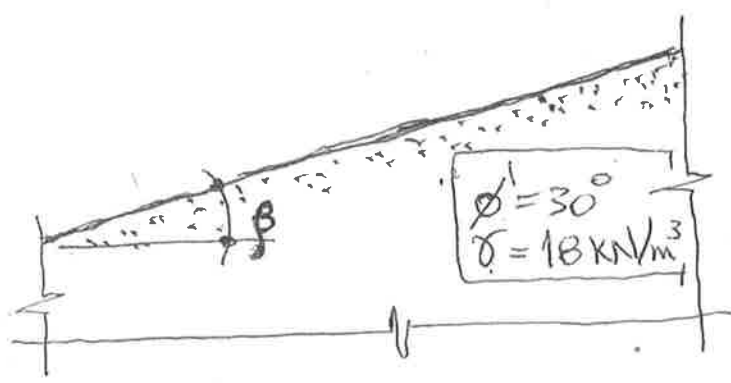
σ_{3R} (KPa)	σ_{1R} (KPa)
100	300
200	600



As prováveis superfícies de ruptura são:

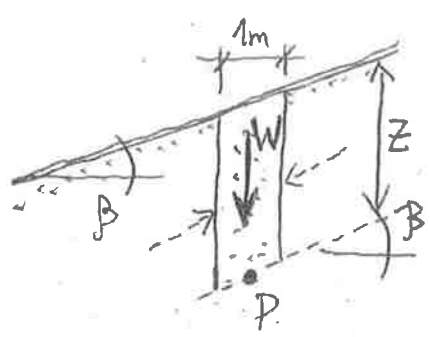


Em um talude com essa areia, com inclinação $\beta = 15^\circ$, admitindo ainda $\gamma = 18 \text{ KN/m}^3$, pode-se tentar aproveitar os resultados do ensaio para verificar a segurança.



Para isso, devem-se determinar tensões no interior do maciço e plotar na envoltória.

Para isso, devem ser feitas algumas hipóteses. Primeiro, admitindo que o talude seja muito extenso, pode-se dizer que o estado de tensão ao longo de um plano vertical qualquer é sempre o mesmo. Desse forma, as tensões em duas faces verticais situadas a 1m uma da outra devem se anular. E podem ser determinadas as tensões em um ponto P por um plano paralelo à superfície do talude por equilíbrio: a força resultante na base do elemento deve ser igual ao peso do elemento (W)

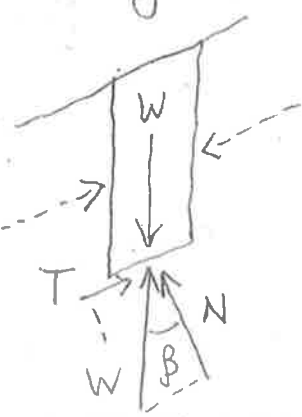


ser determinadas as tensões em um ponto P por um plano paralelo à superfície do talude por equilíbrio: a força resultante na base do elemento deve ser igual ao peso do elemento (W)

elemento deve ser igual ao peso do elemento (W)

$$W = \gamma \cdot z \cdot 1 \cdot 1 = \gamma z$$

A área da base vale $(1 \cdot 1) / \cos \beta$. As componentes normal e tangencial de W são:



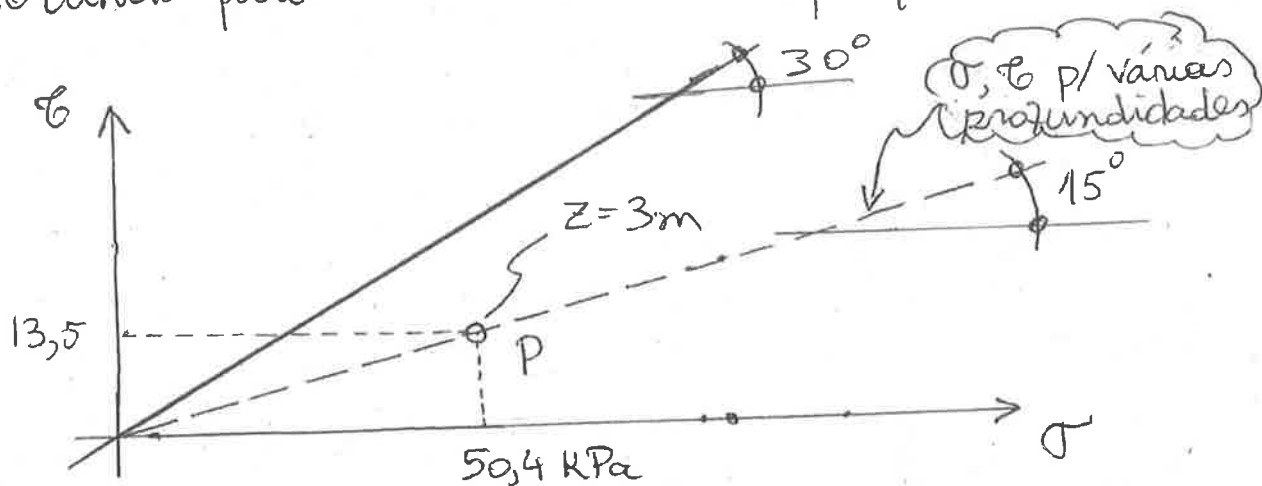
$$N = W \cos \beta$$

$$T = W \sin \beta$$

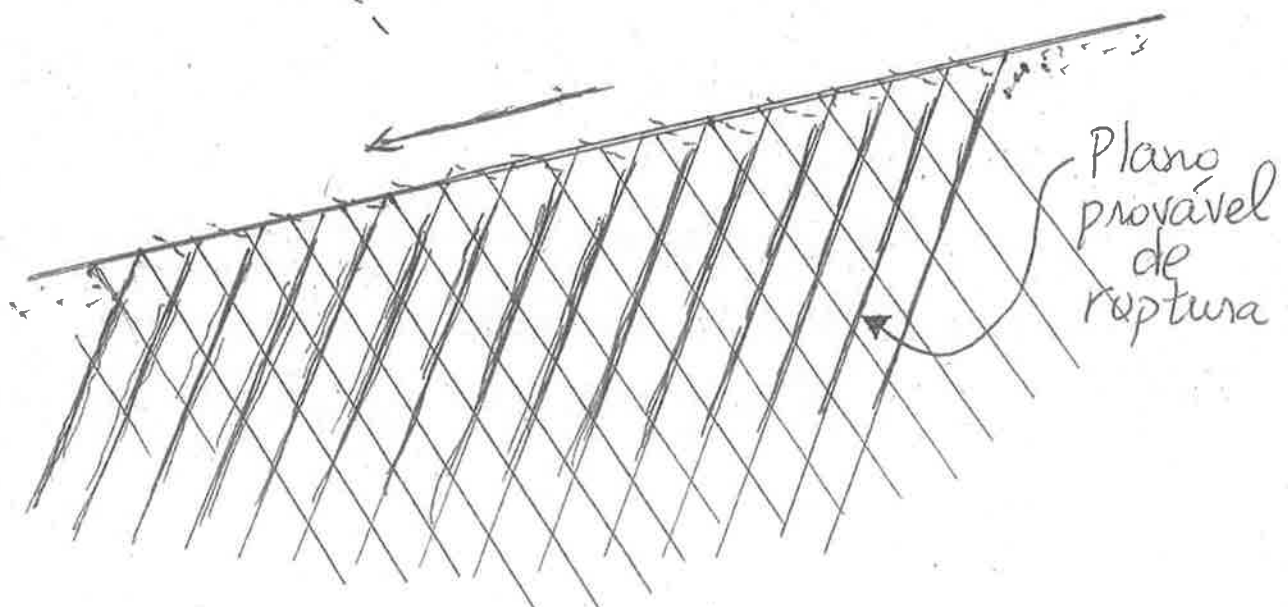
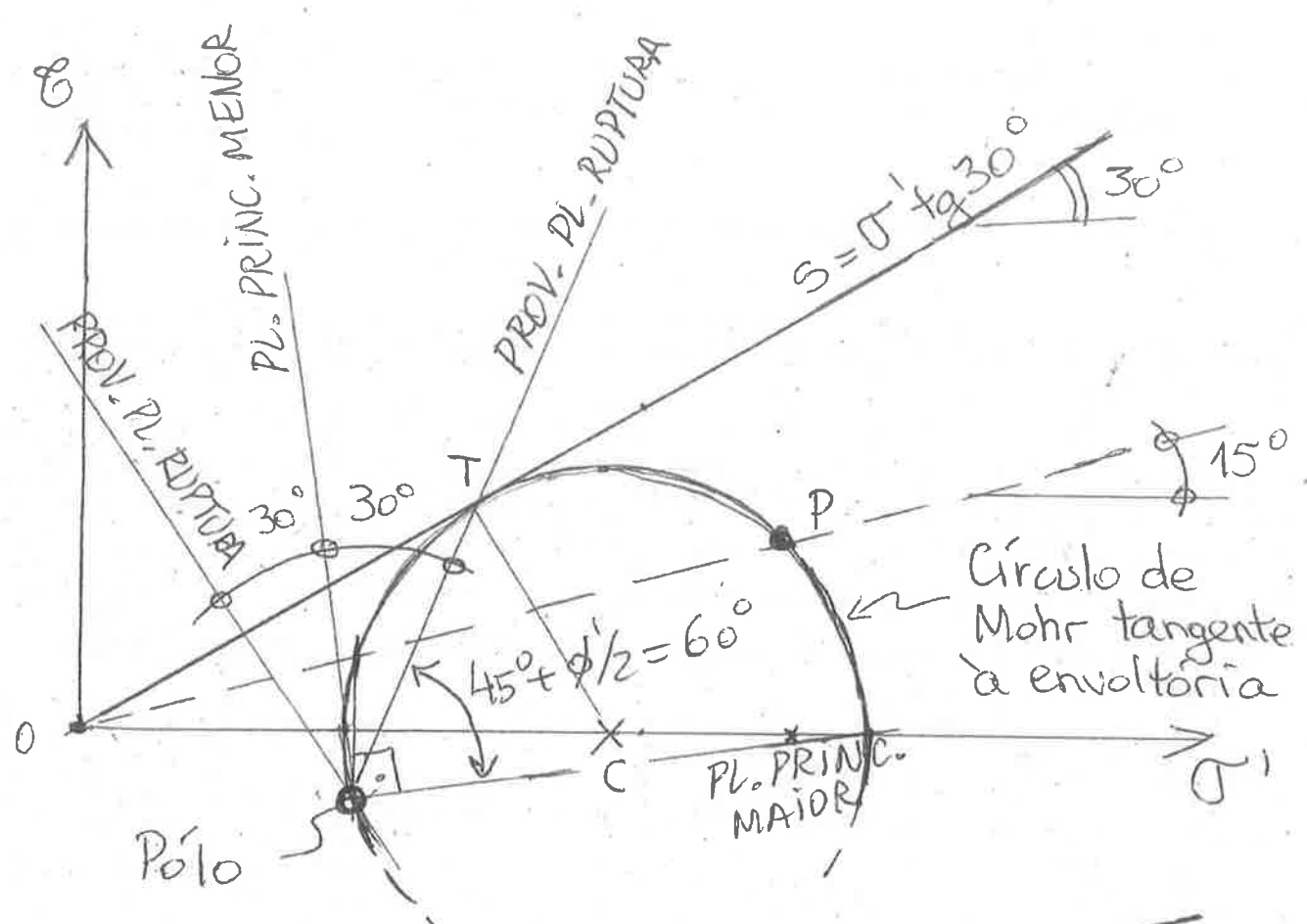
Assim, obtém-se :

$$\begin{cases} \sigma = N/A = \gamma z \cos^2 \beta \\ \tau = T/A = \gamma z \sin \beta \cos \beta \end{cases}$$

Plotando pares $(\sigma; \tau)$ em várias profundidades:



Os pontos correspondentes formam uma retilínea que não toca a envoltória. A 3m de profundidade, por exemplo, tem-se $\sigma = 50,4 \text{ kPa}$ e $\tau = 13,5 \text{ kPa}$, definindo o ponto P acima. Porém, o fato do ponto P não tocar a envoltória não permite afirmar que há segurança. Pois a envoltória é tangente aos círculos de Mohr na ruptura. E, pelo ponto P , podem ser traçados inúmeros círculos de Mohr. Infelizmente, a determinação de tensões por outro plano não pode ser feita por equilíbrio. No entanto, pode-se traçar o círculo de Mohr que passe por P e tangencie a envoltória. Em seguida, definindo-se o pólo, podem ser determinados os possíveis planos de ruptura, da mesma forma que se fez para o corpo de prova.



Ao contrário do corpo de prova, no talude sabe-se a direção provável de ruptura já que a tendência de movimento é para baixo

e para fora. No entanto, ainda são necessárias algumas considerações adicionais para se estimar o nível de segurança.

Antes, porém, serão estudados os parâmetros de resistência de solos de outra natureza, a fim de tentar fazer uma abordagem mais geral.

3. Resistência das argilas

3.1. Diferenças entre argilas e areias

Analisando a envoltória de resistência de uma areia, verifica-se que a mesma passa pela origem. Para uma argila, a envoltória apresenta valor positivo para tensão $\sigma' = 0$.

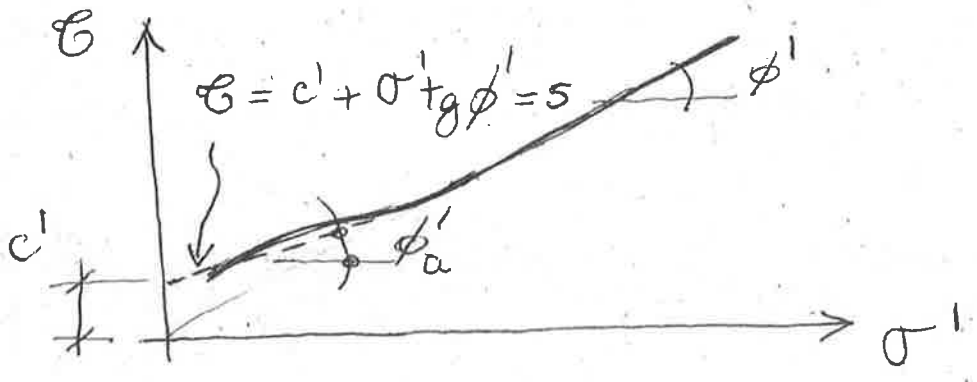


Figura - Forma esquemática de envoltória de argila

A esse valor positivo dá-se o nome de intercepto de coesão. Para uma argila sem cimentação esse parâmetro não teria o significado físico de uma coesão. A expressão "solo coesivo" ante-

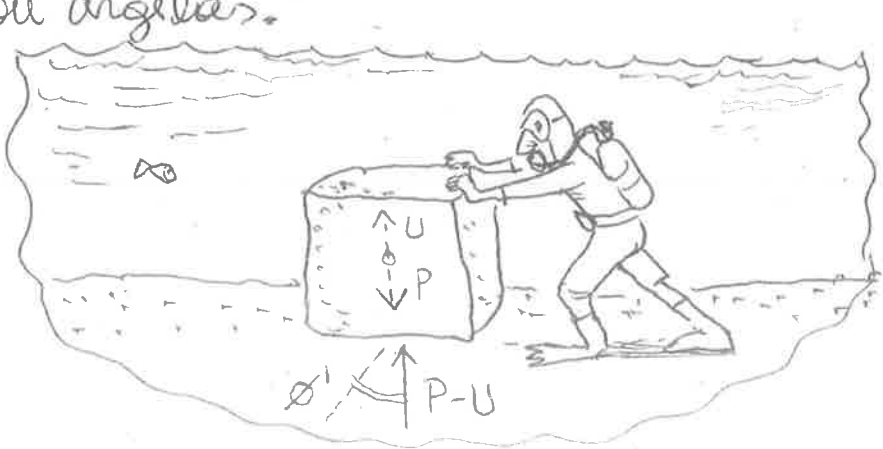
cede o conceito de pressão neutra, no entanto, será empregado o termo coesão em vez de intercepto de coesão. Dessa forma, a resistência (S) será dada por:

$$S = c' + \sigma' \operatorname{tg} \phi'$$

Onde:

- c' = coesão efetiva (usualmente entre 5 e 50 kPa)
- ϕ' = ângulo de atrito interno efetivo (usualmente, menor para solos mais argilosos)

Os parâmetros c' e ϕ' somente podem ser determinadas em ensaios nos quais se conheçam os valores de pressão neutra em cada fase do ensaio. Pode-se dizer que são parâmetros que permitem caracterizar a resistência do solo argiloso em quaisquer que sejam as condições de carregamento e de drenagem. Ou seja, a resistência depende sempre de σ' (tensão efetiva), para areias ou argilas.



IMPORTANT

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

9/

Entretanto, algumas vezes a estimativa do valor da pressão neutra (u) pode ser muito difícil. Dessa forma, em alguns casos faz-se análise em termos de tensões totais ($\sigma = \sigma' + u$).

Isso dá origem a diferentes tipos de ensaios:

- Consolidado-drenado (CD):
 - Ensaio lento;
 - $u = 0$ em todo o ensaio;
 - Fornece a resistência (S) em função da tensão efetiva (σ');
- Não consolidado-não drenado (UU):
 - Ensaio rápido;
 - Deformação volumétrica do $cp = 0$;
 - Fornece resistência não drenada (S_u);
- Consolidado-não drenado (CU):
 - $u = 0$ apenas na primeira fase;
 - Determina $S_u = f(\sigma_c)$ ou de σ_c caso seja medida a pressão neutra na segunda fase;

Há ainda o ensaio de compressão simples que seria um ensaio tipo U, não drenado, porém com uma fase apenas.

Portanto, além do fato da envoltória de resistência dos solos argilosos não passar pela origem, a baixa permeabilidade das argilas implica em baixa velocidade de dissipação das pressões neutras. Isso implica em necessidade de se adequarem as características dos ensaios em função da velocidade do carregamento.

Uma estimativa de grandeza das velocidades de carregamento e de dissipação das pressões neutras é apresentada abaixo (Atkinson):

CONSTRUÇÃO	TEMPO (s)	TEMPO P/ DRENAGEM
Pequena escavação	10^4 (3h)	Pedregulho $< 10^2$ s
Pequena fundação	10^6 (10d)	Areia 10^2 s a 10^5 s
Aterro	10^7 (3 meses)	Silte 10^5 s a 10^8 s
Edifício grande	10^8 (3 anos)	Argila $> 10^8$ s

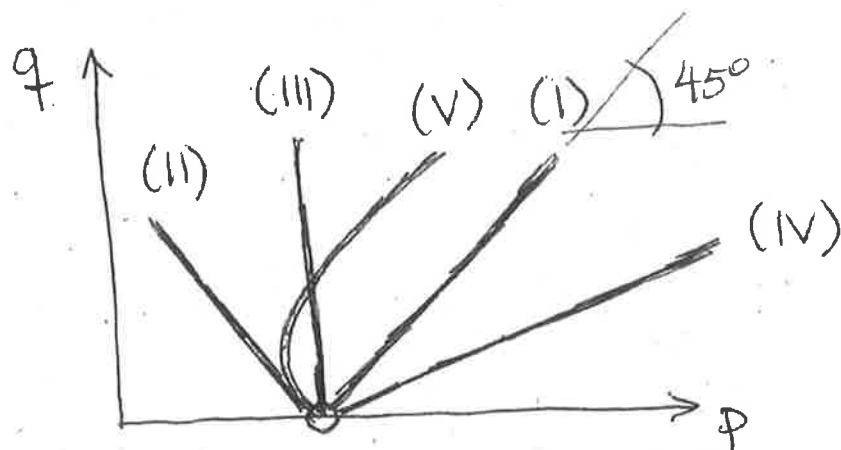
Como conclusão, o autor diz que para construções típicas, com durações entre 3hs e 3anos, areias e pedregulhos são drenados enquanto siltes e argilas são não drenados.

A seguir, comentam-se características dos ensaios CD, UU e CU. Antes porém, comenta-se sobre outro aspecto importante relacionado à trajetória das tensões durante o carregamento.

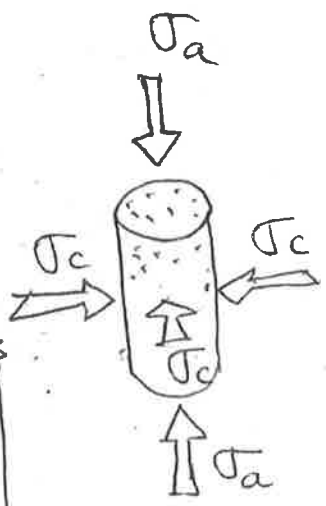
Uma maneira de representar essas trajetórias é por meio de gráficos com:

$$\begin{cases} p = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} = \text{centro do C\u00edrculo de Mohr} \\ q = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} = \text{tens\u00e3o cisalhante m\u00e1xima e raio do C\u00edrculo de Mohr} \end{cases}$$

Alguns casos t\u00edpicos

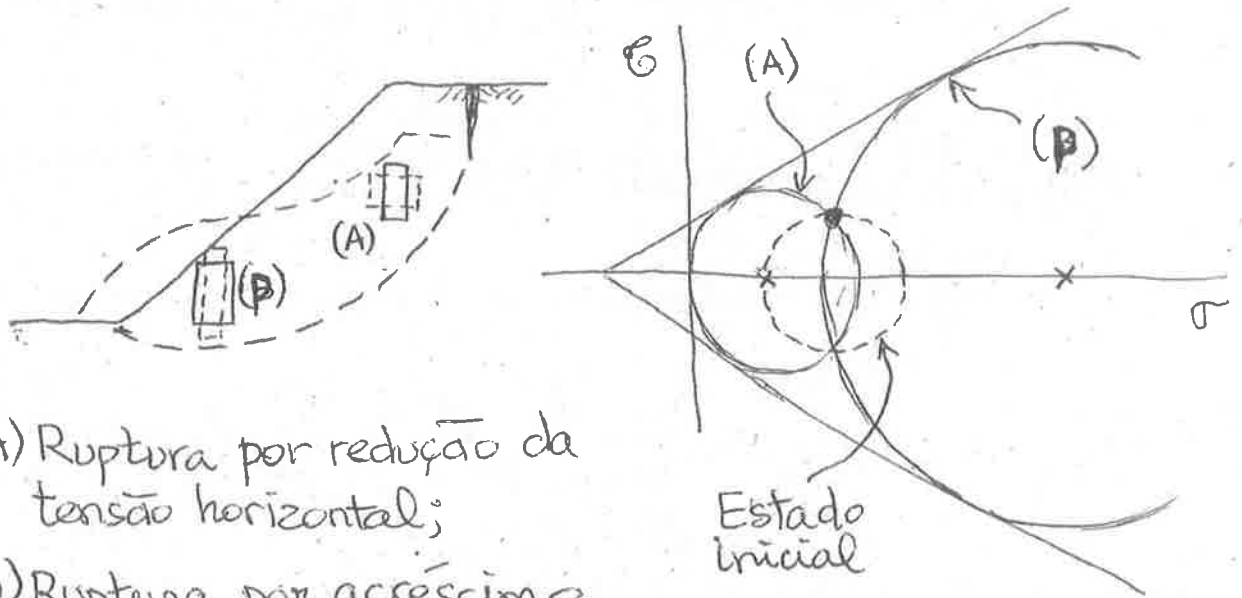


CASO	σ_c	σ_a	OBSERVAÇÃO
I	cte.	↑	—
II	↓	cte.	—
III	↓	↑	iguais vlr. absolutos
IV	↓	↓	raz\u00e3o cte.
V	Var.	Var.	raz\u00f5es diversas



O caso I, com tens\u00e3o confinante (σ_c) constante e tens\u00e3o axial (σ_a) crescente \u00e9 o chamado ensaio convencional.

Voltando ao caso de um talude, podem-se verificar regiões nas quais ocorrem acréscimos de tensões horizontais e outras nas quais ocorrem reduções dessas tensões, em ambas permanecendo constantes as tensões verticais.



- (A) Ruptura por redução da tensão horizontal;
- (B) Ruptura por acréscimo da tensão horizontal;

Essa observação reforça o comentário sobre a dificuldade de se aproveitar um ensaio numa situação de campo.

A região (A) costuma ser chamada de ativa enquanto a (B) costuma ser chamada de passiva. Esses termos tem origem no fato de que na região ativa, a gravidade está atuando a favor do movimento enquanto na passiva estaria contrária ao movimento.

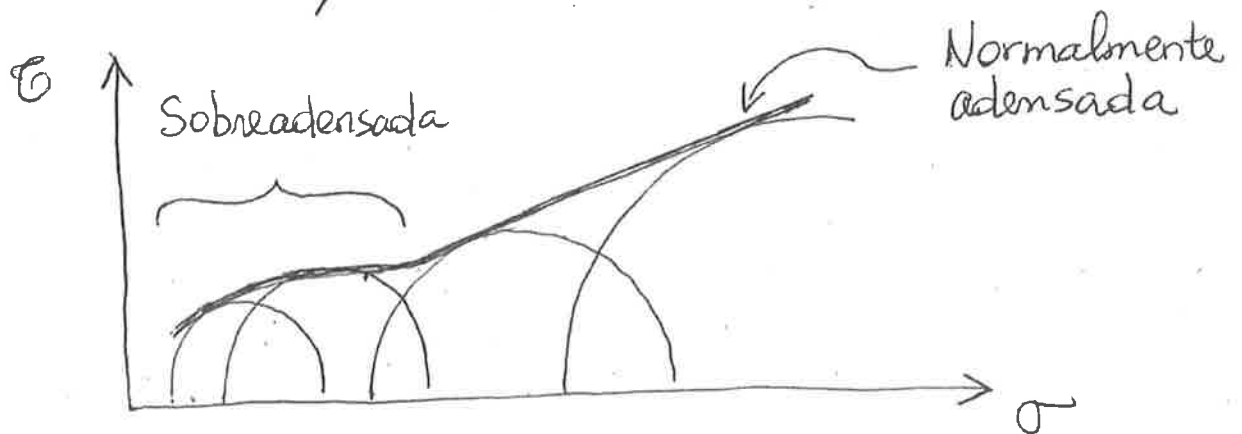
Os ensaios devem reproduzir a situação de campo!

3.2. Ensaio CD

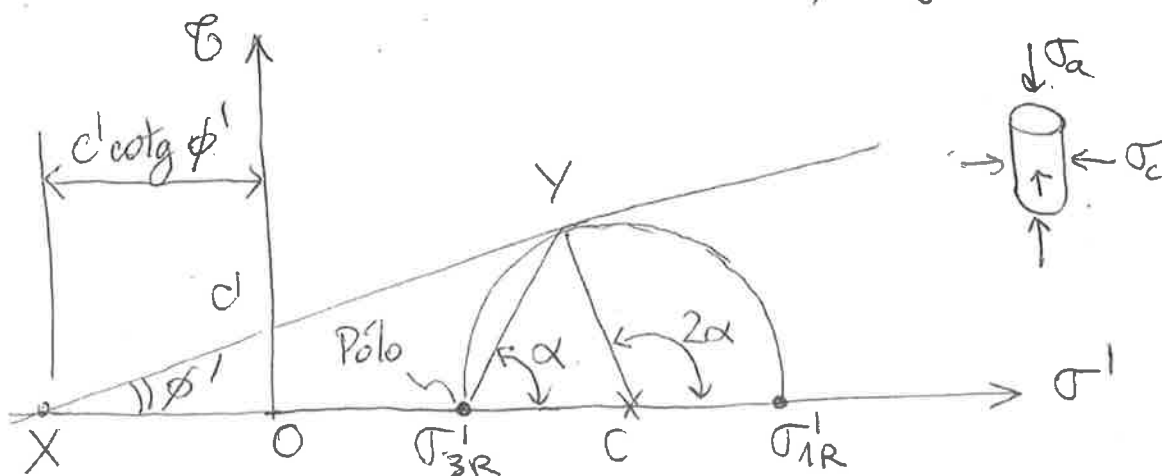
O ensaio CD é dividido em duas fases, sendo que em ambas há drenagem permanente do corpo de prova. Ou seja, a pressão neutra será nula durante todo o ensaio.

Na primeira fase, aplica-se a tensão confinante (σ_c) e se espera a dissipação de u . A seguir, na segunda fase a tensão axial (σ_a) é aplicada lentamente.

Os resultados de diversos ensaios permitem a determinação da envoltória.



Analisando um ensaio específico, tem-se



$$\overline{OC} = \frac{\sigma'_{1R} + \sigma'_{3R}}{2}$$

$$\text{Sen. } \phi' = \frac{YC}{XC} = \frac{\frac{\sigma'_{1R} - \sigma'_{3R}}{2}}{c' \cot \phi' + \frac{\sigma'_{1R} + \sigma'_{3R}}{2}}$$

ou seja, a relação entre as tensões principais na ruptura é

$$\sigma'_{1R} = \frac{1 + \text{sen } \phi'}{1 - \text{sen } \phi'} \sigma'_{3R} + 2c' \sqrt{\frac{1 + \text{sen } \phi'}{1 - \text{sen } \phi'}}$$

E a inclinação do plano de ruptura:

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

A envoltória é linearizada na região sobre-adensada, usualmente, ficando com a aparência abaixo.



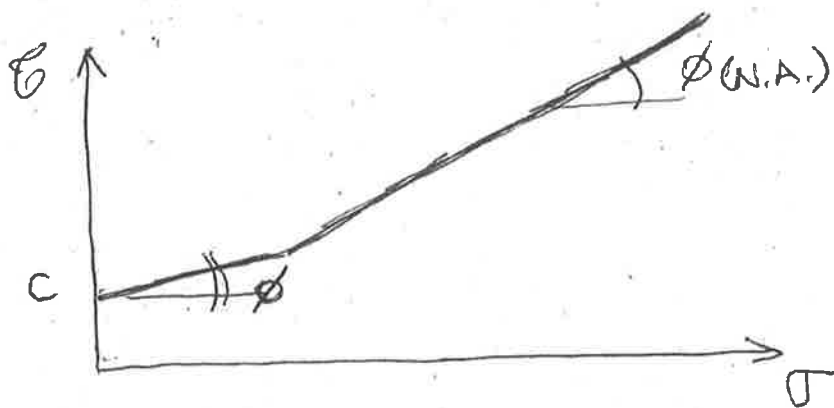
Na região de normalmente adensada, define-se a razão de resistência $R.R. = \frac{S_u}{\sigma'_0}$, onde σ'_0 = tensão efetiva confinante de adensamento

Para solo sobre-adensado

$$\frac{S_u}{\sigma'_0} = \left(\frac{S_u}{\sigma'_0} \right)_{n.a.} (RSA)^m, m \sim 0,8$$

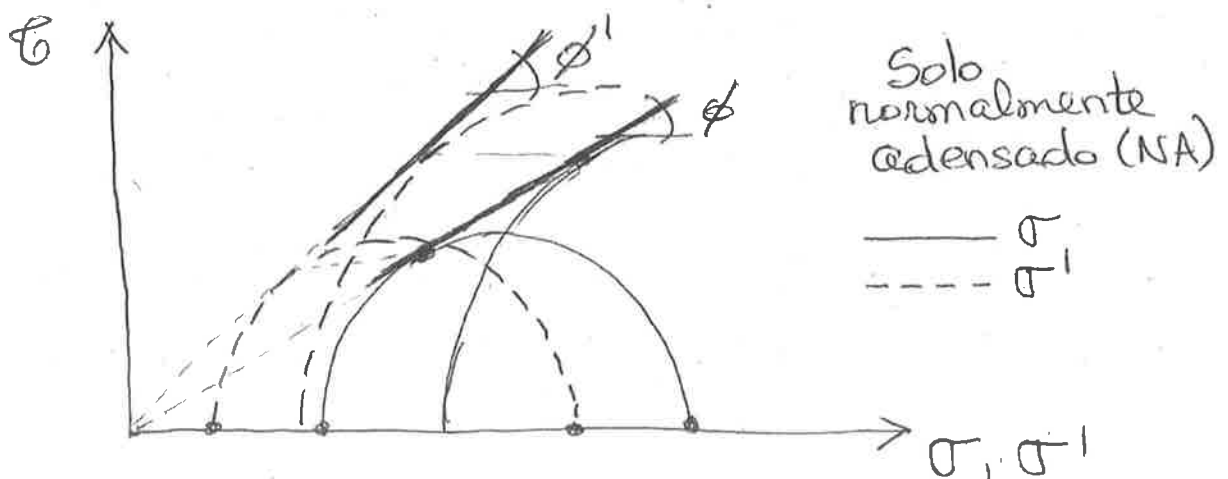
3.3. Ensaio CU

Na primeira fase, $u=0$. Na segunda fase, não se permite a drenagem podendo ser medida ou não a pressão neutra. Se a envoltória for traçada com tensões totais, caso em que não há medição de u , definem-se ϕ (N.A.) e ϕ' (S.A.)



Quando se mede a pressão neutra podem ser conhecidas as tensões efetivas na ruptura.

Pode-se dizer que a envoltória **CU** com as tensões efetivas corresponde à envoltória **CD**, sendo esta última uma propriedade do solo.



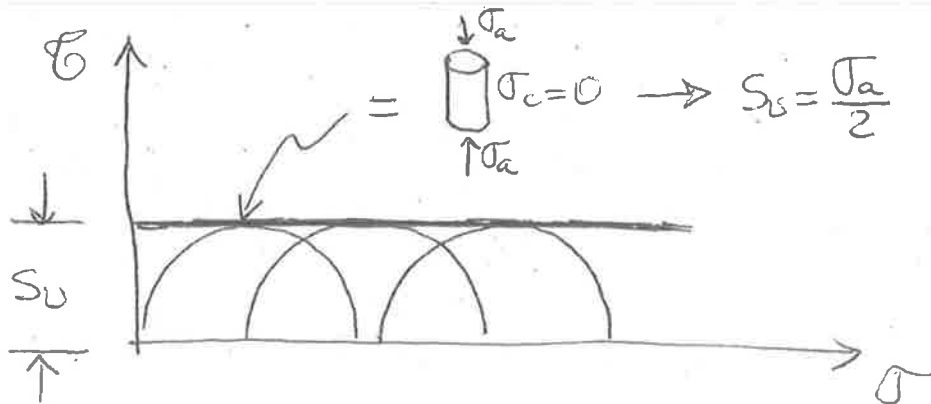
3.4. Ensaio UU

O ensaio UU é um ensaio rápido, e que apresenta duas fases:

- Aplicação da pressão confinante, sem drenagem;
- Aplicação da tensão axial, sem drenagem;

Em uma amostra saturada, a tensão confinante (σ_c) será sempre a mesma e igual a $-u$. De maneira idealizada será igual à média das tensões efetivas no campo: $(\sigma_1' + 2\sigma_3')/3$.

A envoltória do ensaio UU será do tipo:



O ensaio de compressão simples ($\sigma_c = 0$) é a maneira mais fácil de se determinar S_u , que no caso seria $\sigma_a R/2$. No entanto, seus resultados são muito afetados por amostragem e estocagem (CSP). Além disso, é um ensaio muito rápido.

3.5. Estimativa da resistência não drenada de argilas por correlações.

Considerando a tabela criada por Atkinson, que mostra velocidades de carregamento e drenagem, pode-se observar que a resistência não drenada da argila é um parâmetro importante para avaliar a resistência em muitas situações usuais.

Dessa forma, além dos ensaios de laboratório há também correlações para esse parâmetro. Podem ser citados:

- Correlações de Mesri:

$$\frac{(S_u)_{proj}}{\bar{\sigma}_a} = 0,22$$

$\bar{\sigma}_a$ = tensão de pré-adensamento

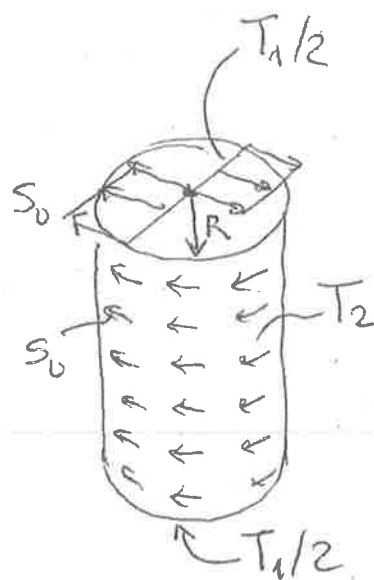
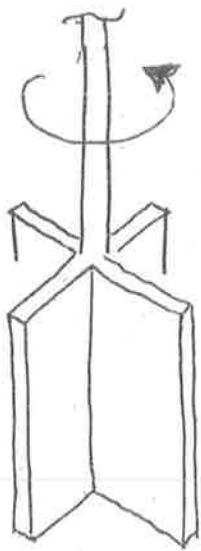
- Janiakowski e Ladd (laboratório):

$$\frac{(S_u)_{proj}}{\sigma_0} = (0,23 \pm 0,04)(RSA)^{0,8}$$

CONCLUSÃO: Uma estimativa adequada da tensão de pré-adensamento permite boa estimativa de S_u para projeto.

3.6. Determinação de S_u por ensaio de campo

O ensaio de palheta (ou Vane Test) pode ser empregado para determinar valores de S_u no campo. A figura abaixo ilustra o ensaio.



$$\frac{T_1}{2} = S_u \cdot D/2$$

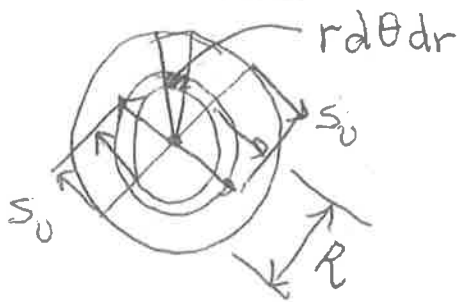
$$\frac{T_1}{2} = \int_0^R (2\pi r) dr \cdot r \cdot S_u$$

$$\frac{T_1}{2} = S_u \cdot 2\pi \left[\frac{r^3}{3} \right]_0^R = \frac{2}{3} \pi R^3 S_u$$

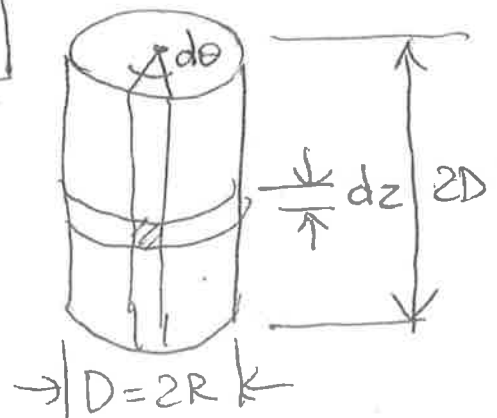
$$T_2 = \int_0^{2D} \int_0^{2\pi} (S_u R) (R d\theta) dz$$

$$T_2 = 8\pi R^3 S_u$$

Para $T_1/2$



Para T_2

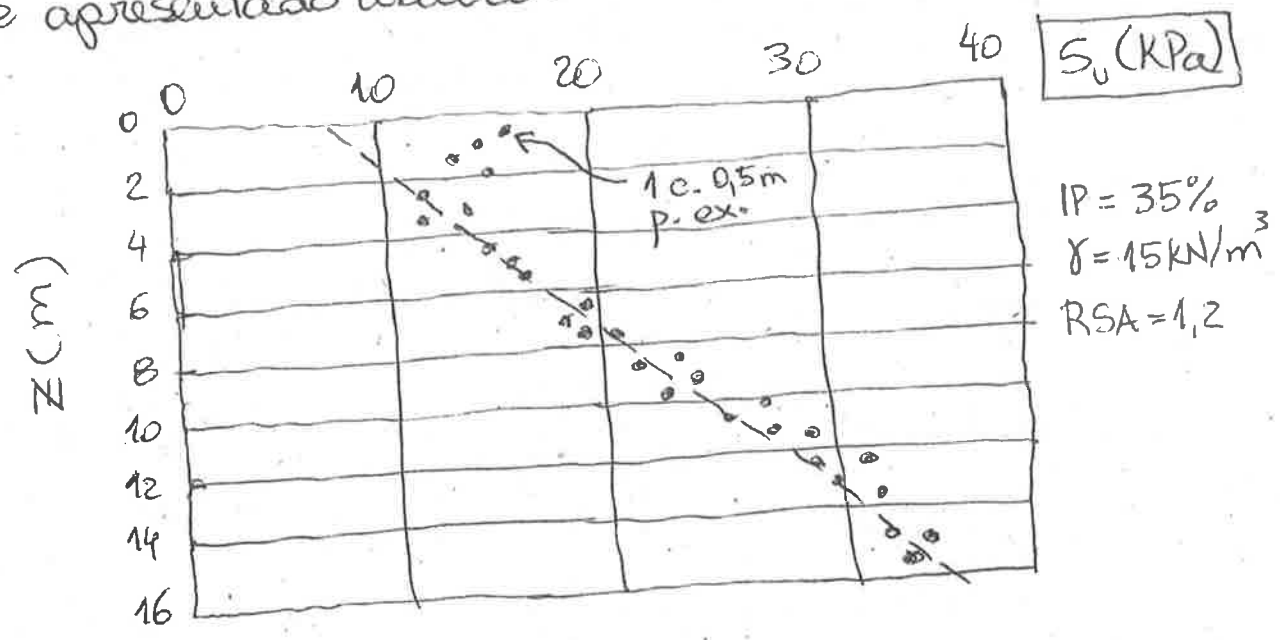


Logo, com as hipóteses acima:

$$T = T_1 + T_2 = \frac{7}{6} \pi D^3 S_u$$

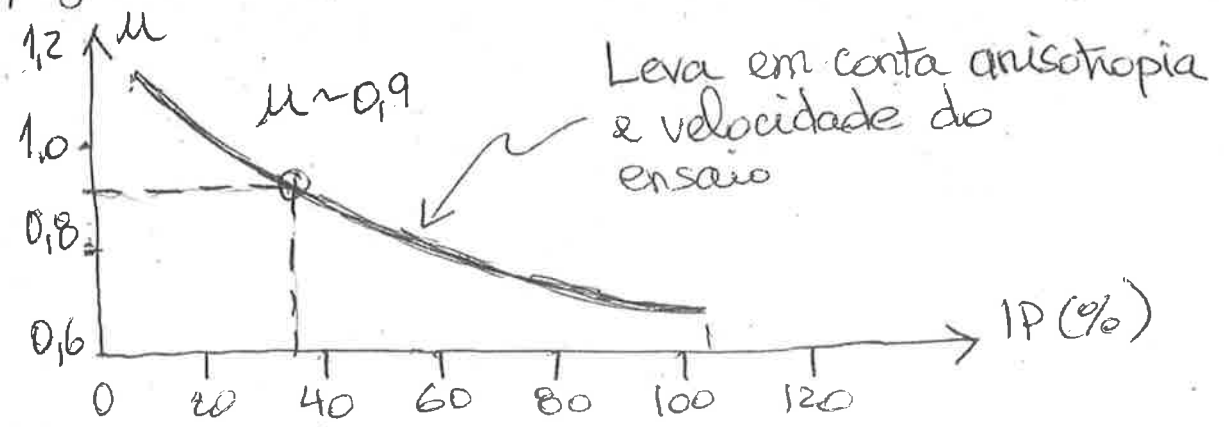
$$S_u = \frac{6T}{7\pi D^3}$$

Um exemplo de resultado de ensaio de palheta é apresentado abaixo:



Observações:

- É importante analisar se pontos próximos à superfície são afetados por ressecamento superficial do solo.
- Deverão ser feitas correções, as quais podem ser feitas com o gráfico de Bjerrum (CSP, Fig. 158, pág. 318).



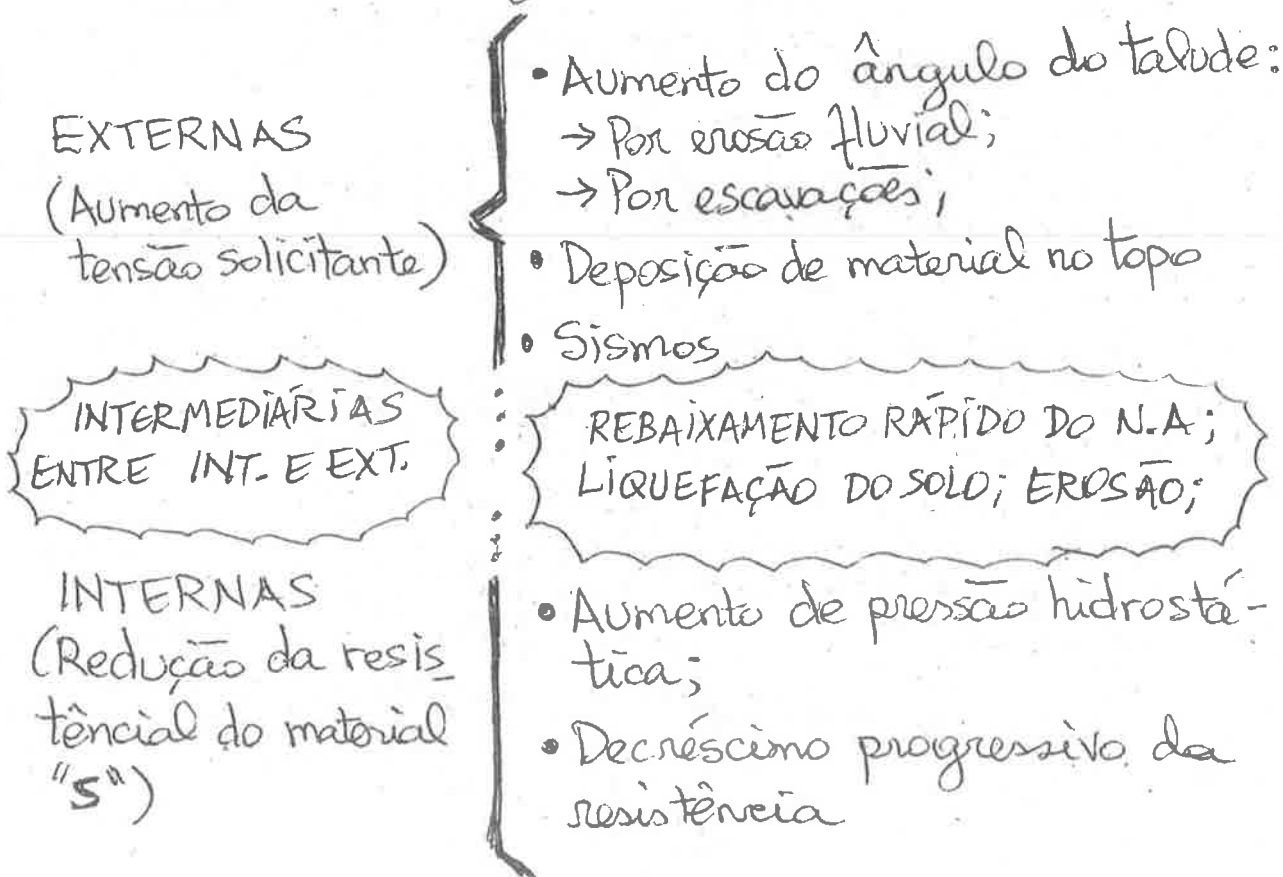
No exemplo acima com IP = 35% { Pelo gráfico: $S_u = 8 + 1,6Z$
 Corrigindo: $S_u = 7,2 + 1,44Z$

4. Estabilidade de taludes

4.1. Generalidades

Um talude consiste numa superfície de um maciço, de solo ou rocha, exposta, que forma um ângulo com a superfície horizontal. Taludes naturais ou artificiais são sujeitos a escorregamentos que são deslocamentos rápidos de uma massa de solo no qual o CG da massa avança numa direção orientada para fora e para baixo.

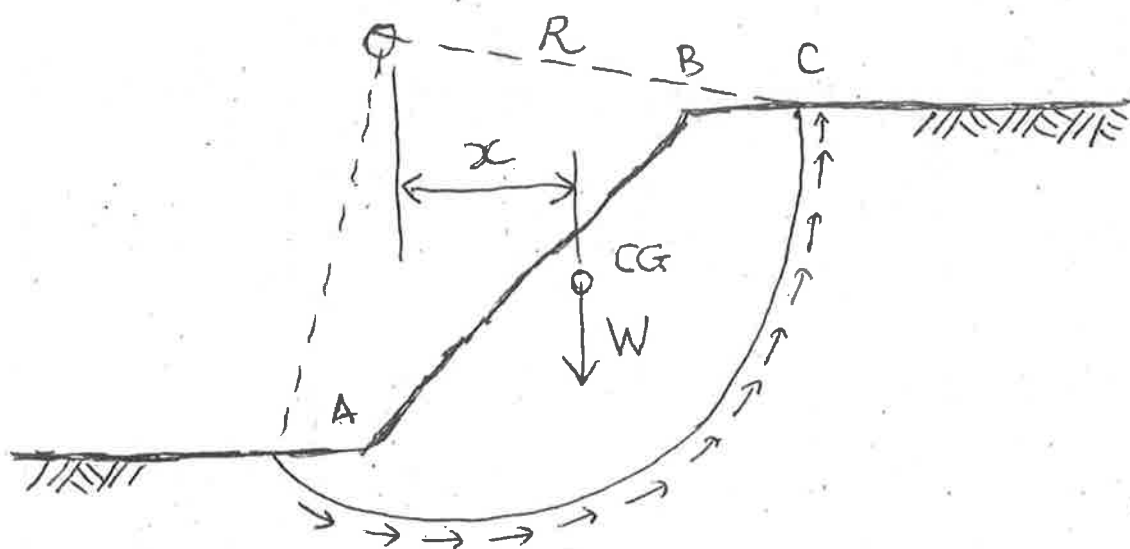
As causas de escorregamentos podem ser:



O método de verificação analítica da segurança tem sua origem em acidente ocorrido no Porto de Gotenburgo (Suécia), por volta de 1915.

Admitindo superfície de ruptura circular pode-se determinar o fator de segurança (FS), como:

$$FS = \frac{S \cdot L_a \cdot R}{W \cdot x}$$



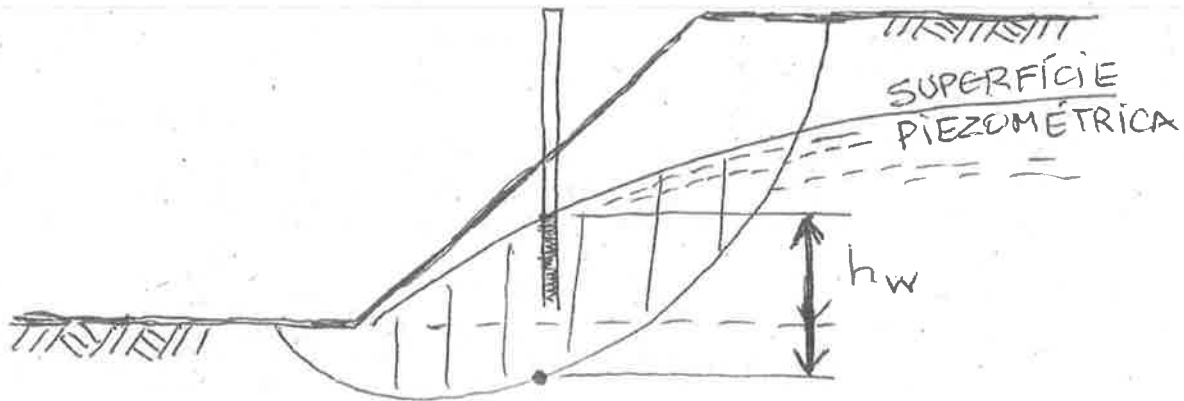
A água no solo pode trazer meritos efeitos desfavoráveis:

- Em solos não saturados causa redução da coesão aparente;
- Aumento de γ (menos importante);
- Alteração química (por solução) de alguma cimentação entre grãos;
- Elevação da superfície piezométrica, reduzindo a resistência por atrito devido ao aumento da pressão neutra (U).

A superfície piezométrica é o lugar dos pontos alcançados pela água em tubos piezométricos. Em solos pouco permeáveis, poços de observação não são eficientes, usando-se células piezométricas.

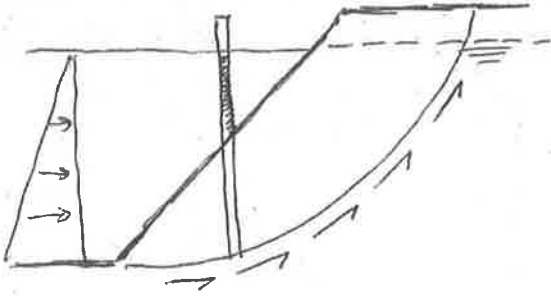
Com a elevação do nível piezométrico, o FS passa a ser:

$$FS = \frac{R \times L_a [c + (p - h_w \gamma_w) \tan \phi]}{W \times x}$$

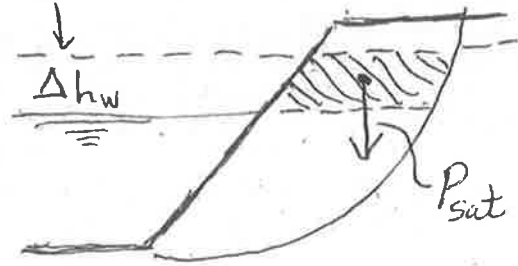


Um problema especialmente importante é o rebaixamento rápido do NA. Isso porque nessa situação, como leva algum tempo para que a água seja drenada do solo, haverá período de tempo para que a água se ajuste ao novo nível. Dessa forma, o peso do solo que era submerso na situação original do NA, passa a ser saturado,

(I)



(II)



Pode ser traçada uma rede de fluxo para a situação de esvaziamento (ou sebaizamento) rápido. No entanto, em algumas situações essa construção pode apresentar muitas dificuldades, de forma que se pode optar por esse procedimento simplificado (TSHEBOTARIOFF).

A definição do valor de FS pode ser feita de maneira simplificada com base na tabela abaixo (TSHEBOTARIOFF) para solos argilosos.

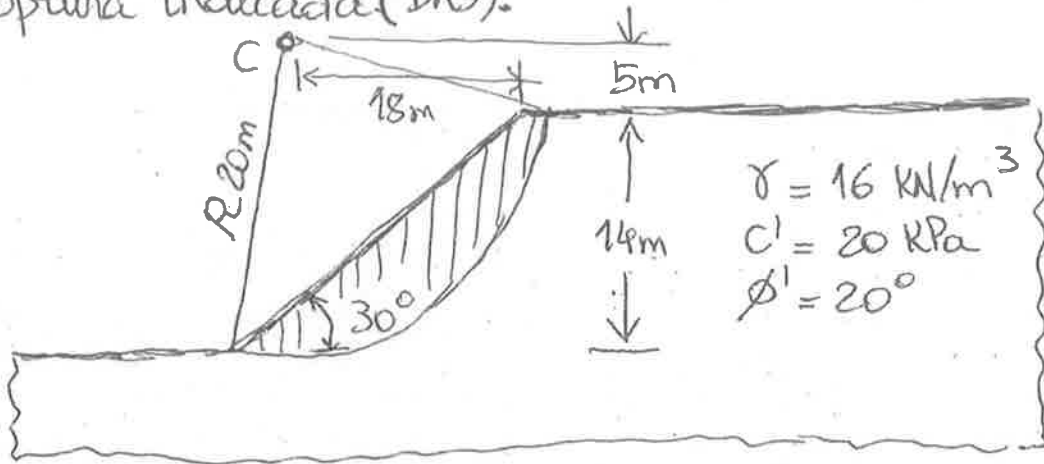
GRAU DE SENSIBILIDADE	S	Valores de FS (iniciais)	
		Obra permanente	Obra provisória
ALTA	≥ 4	3,0	2,5
MÉDIA	2-4	2,7	2,0
LIGEIRA	1-2	2,5	1,8
NENHUMA	≤ 1	2,2	1,6

Levar em conta ainda:

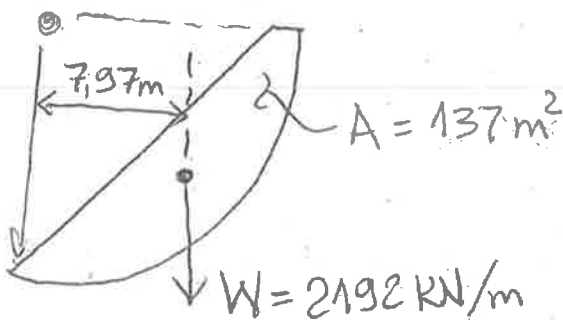
- (I) suscetibilidade da argila a aumentar sua resistência com adensamento posterior;
- (II) a velocidade provável do recalque adicional que depende da espessura da camada de argila e das condições de drenagem.

4.2. Exemplos

Exemplo de cálculo: Verificar o fator de segurança para o talude abaixo considerando a superfície de ruptura indicada (DAS).



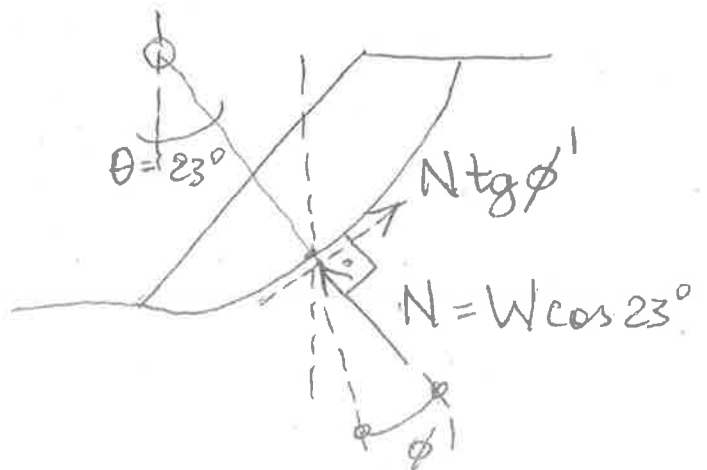
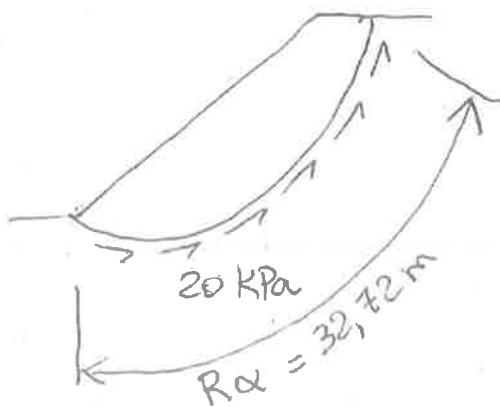
• Cálculo de W e x :



• Estimativa de "S":

o Parcela de coesão (c')

o Parcela de atrito



Dessa forma:

$$FS = \frac{R \times L_a \times C + R \times N \times \operatorname{tg} \phi'}{Wx}$$

$$FS = \frac{20 \text{ m} [32,72 \times 20 \text{ kPa} + 2192 \cos 23^\circ \operatorname{tg} 20^\circ]}{2192 \times 7,97}$$

$$\boxed{FS = 1,59} \left\{ \begin{array}{l} \text{No projeto, devem ser pesquisados} \\ \text{vários círculos para se obter} \\ \text{o de menor FS!} \end{array} \right.$$

Taylor e Tschebotarioff apresentam ábacos que podem ser úteis para verificações expeditas. No caso anterior, que era um problema simples (geometria simples, solo homogêneo, $u = 0$) aplicando os ábacos chega-se a:

Taylor: $i = 30^\circ$
 $\phi' = 20^\circ \rightarrow \frac{C}{\gamma H} = 0,025$

Logo a coesão necessária, para
 $FS_{\min} = 1,0$ será $C_{\text{nec}} = 0,025 \times 16 \times 14$
 $C_{\text{nec}} = 5,6 \text{ kPa}$

Correspondente ao que Taylor define como Caso 1: o círculo passa pelo pé do talude. Dessa forma:

$$\begin{cases} FS_{\phi'} = 1,0 \\ FS_{C'} = \frac{20}{5,6} = 3,57 \end{cases}$$

Como tentativa, baseada no cálculo anterior que forneceu $FS = 1,59$ simultaneamente para c' e ϕ' , pode-se calcular:

$$\phi'_{FS=1,59} = \arctan\left(\frac{\tan 20^\circ}{1,59}\right) = 12,9^\circ$$

Dai, retornando ao ábaco de Taylor:

$$\frac{c}{\gamma H} \sim 0,060 \rightarrow c_{nec} \cong 13 \text{ kPa}$$

Assim:

$$\begin{cases} FS_{\tan \phi'} = 1,59 \\ FS_{c'} = \frac{20}{13} = 1,54 \end{cases} \leftarrow \begin{array}{l} \text{Valores mais} \\ \text{próximos} \end{array}$$

O mesmo cálculo pode ser feito pelos ábacos de Tschebotkineff.

4.3. Métodos das fatias

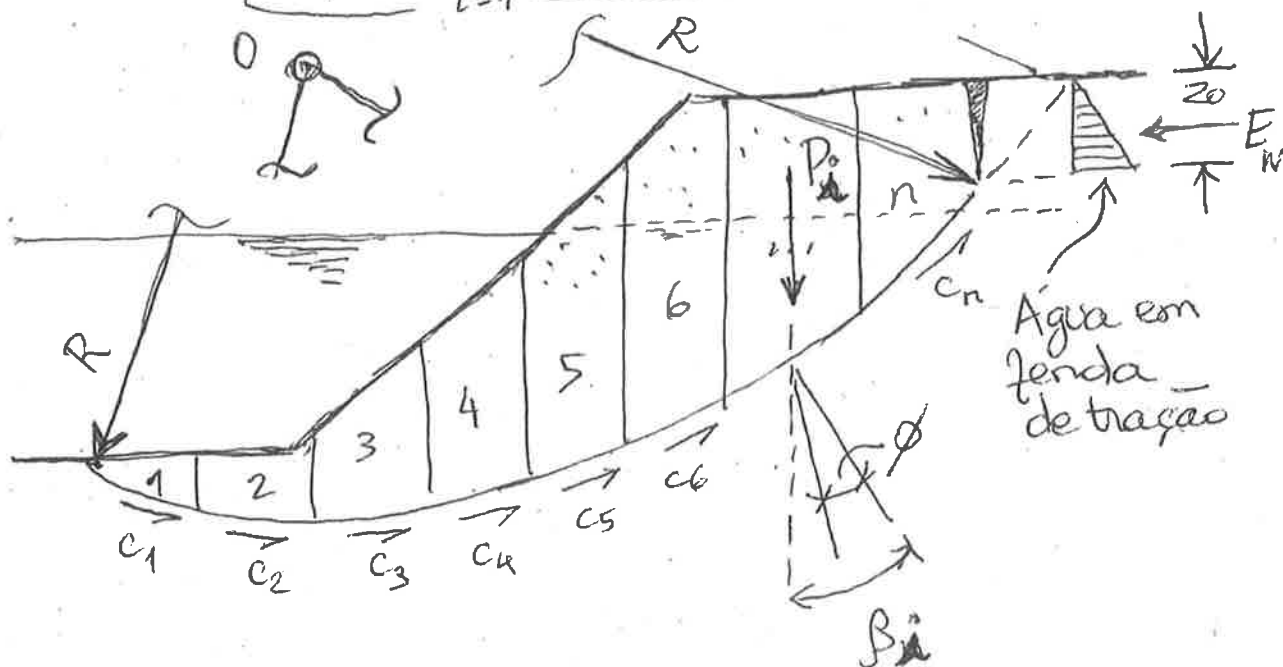
Nos casos gerais, quando o solo é estrutificado e a geometria mais complexa, adota-se o seguinte procedimento:

- Escolhida a superfície de ruptura, divide-se toda a massa de solo acima dela em fatias verticais;
- Calcula-se o peso efetivo total de cada fatia (P);

→ Calcula-se, para cada fatia, a sua contribuição para o momento desestabilizante, com o produto de P pela distância r de sua linha de ação até a vertical que passa pelo centro de rotação O ; (M_d)

→ O momento resistente será dado pela soma das forças de atrito e coesão na superfície de ruptura, ou seja:

$$M_r = R \sum_{i=1}^n c_i l_i + R \sum_{i=1}^n P_i \cos \beta_i \tan \phi$$

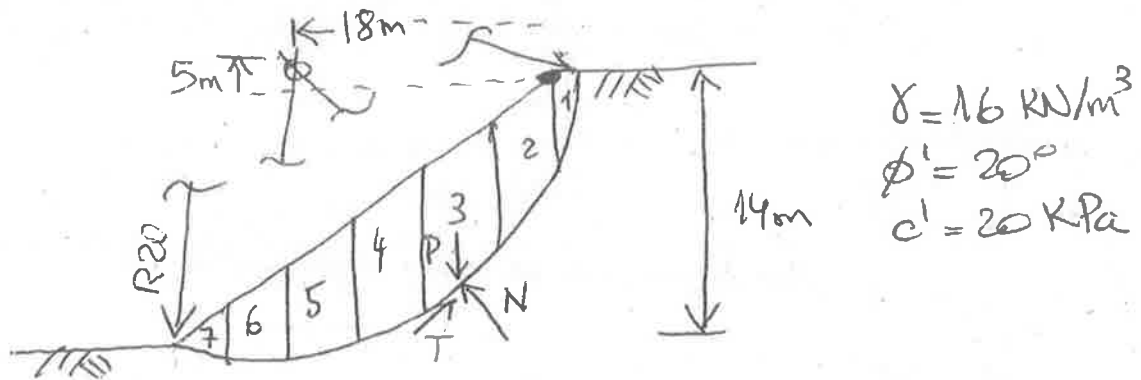


Dai, o valor de F_s

$$F_s = \frac{M_r}{M_d}$$

O valor de z_0 é usualmente adotado da ordem de $2c/\gamma$ (Tschebotarioff).

Exemplo numérico : refazer o exemplo anterior com o método comum das fatias



Fatia	Peso (kN)	$\beta(^\circ)$	l_i (m)	T (kN)	N (kN)
1	44,8	70	3,97	42,1	15,32
2	21,03	54	6,54	272,22	197,78
3	29,9	38	5,13	294,53	376,98
4	30,74	24	4,48	200,05	449,32
5	26,52	12	4,17	88,22	415,05
6	16,6	0	3,48	0,00	265,60
7	9,63	-8	4,96	-21,44	152,58
	2196,00		32,73	875,68	1872,63

$$F_s = \frac{32,73 \times 20 + 1872,63 \times \tan 20}{875,68} \times \frac{R}{R} = 1,53$$

Há maneiras distintas de se aplicar o método das fatias, tais como os métodos de:

- Fellenius;
- Bishop;
- Morgenstern;

No livro do Prof. Faizal há detalhes iniciais.

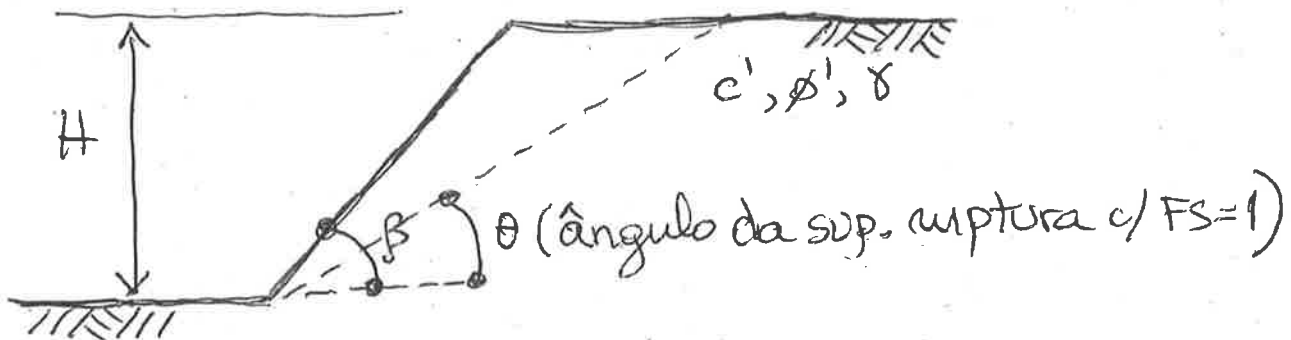
4.4. Método de Culmann

O método de Culmann admite superfície de ruptura plana, passando pelo pé do talude. Isso conduz às seguintes expressões:

$$c' = \frac{\gamma H}{4} \left[\frac{1 - \cos(\beta - \phi')}{\sin \beta \cos \phi'} \right]$$

$$H_{cr} = \frac{4c}{\gamma} \frac{\sin \beta \cos \phi'}{1 - \cos(\beta - \phi')}$$

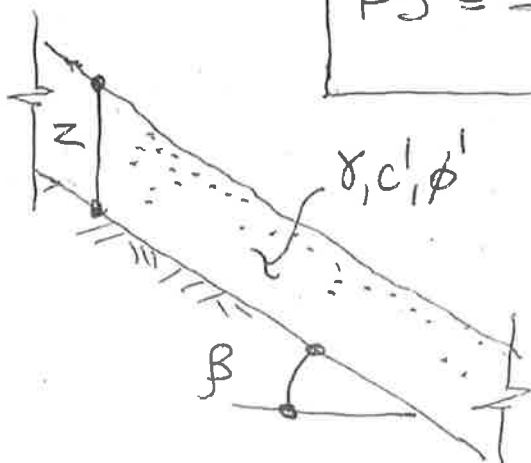
As definições estão na figura abaixo.



4.5. Taludes infinitos

Em um talude infinito, o FS é dado por

$$\text{FS} = \frac{c' + (\gamma z \cos^2 \beta - u) \text{tg} \phi'}{\gamma z \sin \beta \cos \beta}$$



Caso $c'=0$ e $u=0$:

$$\text{FS} = \frac{\text{tg} \phi'}{\text{tg} \beta}$$

ANEXOS

- 1 - Ilustração de ensaio triaxial
- 2 - Solos não saturados
- 3 - Gráficos de Taylor e Tschebotarioff
- 4 - Abordagens para Método das fatias

BIBLIOGRAFIA

- Pinto, C.S. Curso básico de mecânica dos solos. São Paulo: Oficina de textos, 2006.
- Massad, F. Obras de terra: curso básico de Geotécnica. S. Paulo: Of. Textos, 2010.
- Terzaghi, K. Mecanismo de escorregamento de terra. EPUSP, s.d.
- Terzaghi, K. Theoretical soil mechanics. New York: Wiley, 1943.
- DAS, B.M. Fundamentos de Eng. Geotécnica. S. Paulo: Thomson, 2007.
- Taylor, D. W. Fundamentals of soil mechanics. N-York: Wiley, 1948.
- Tschebotarioff, G.P. Fundações, estruturas de arrimo e obras de terra. S. Paulo: McGraw-Hill, 1978.

PEF 3310

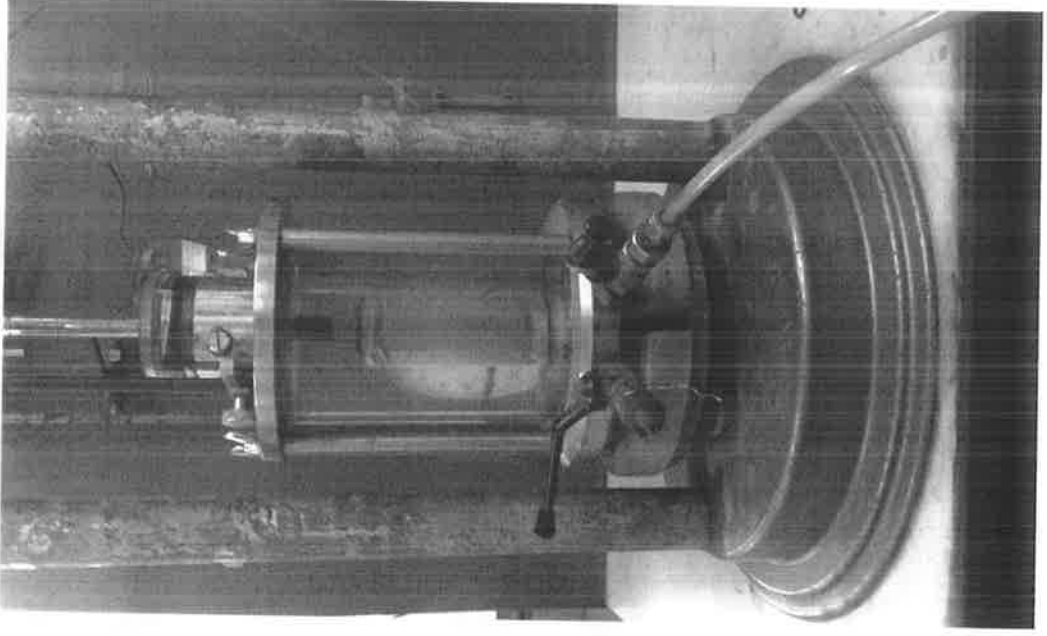
Prof. José Jorge Nader
Prof. Maurício Abramento
Prof. Pedro Wellington

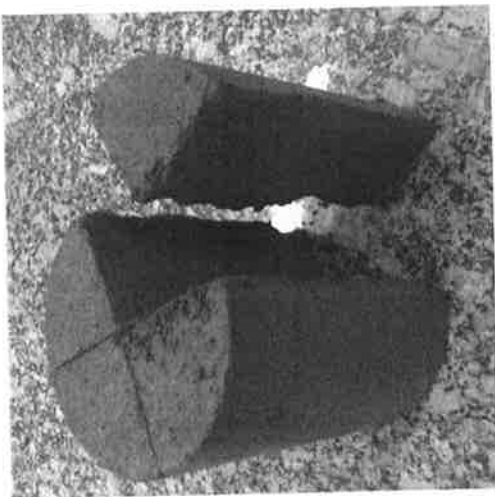
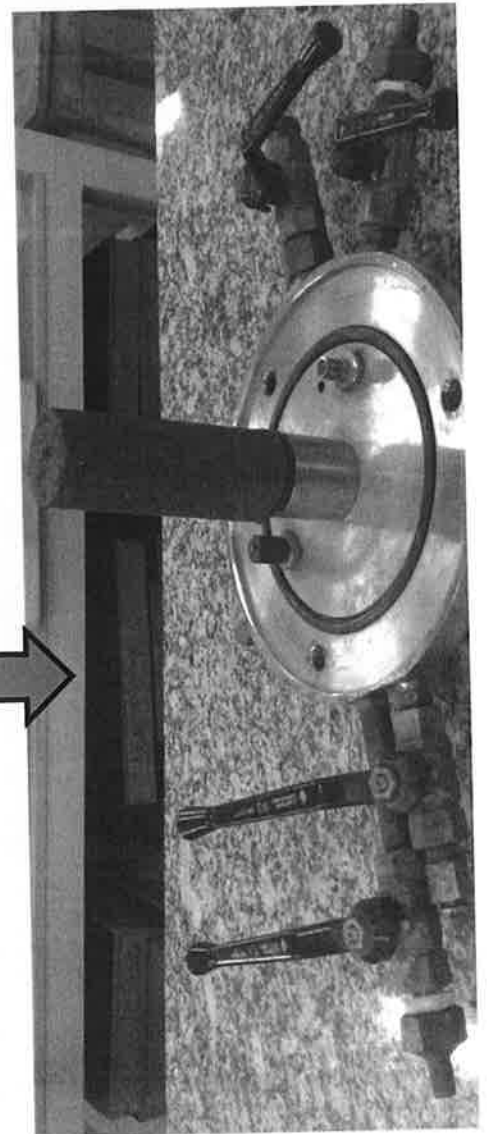
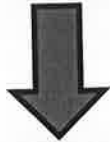
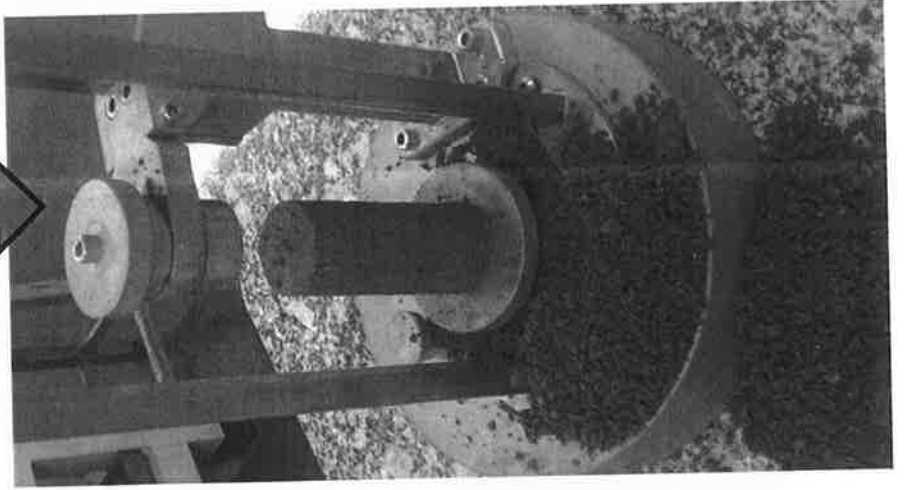
2017 – II

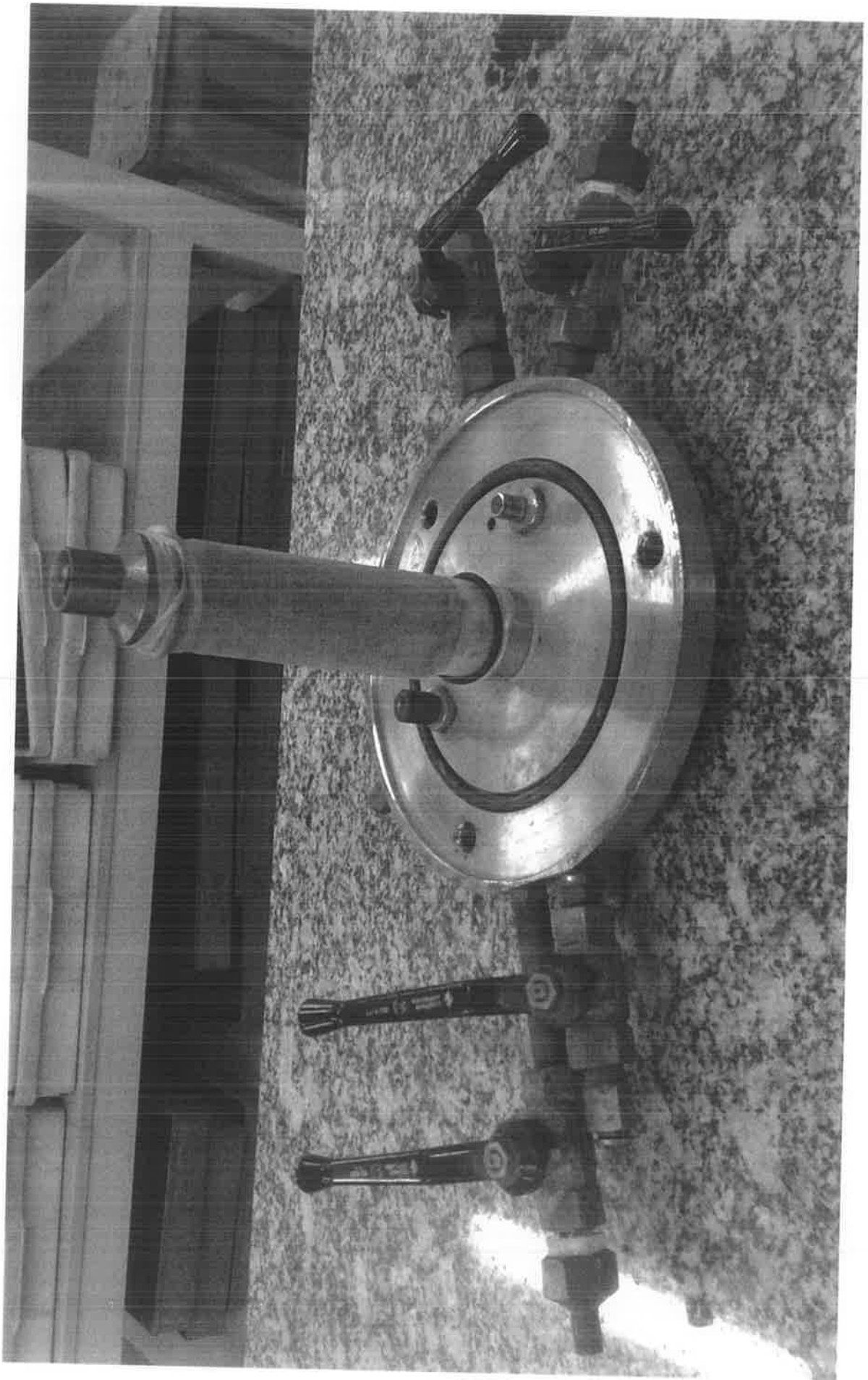
ILUSTRAÇÃO DE ENSAIO TRIAXIAL

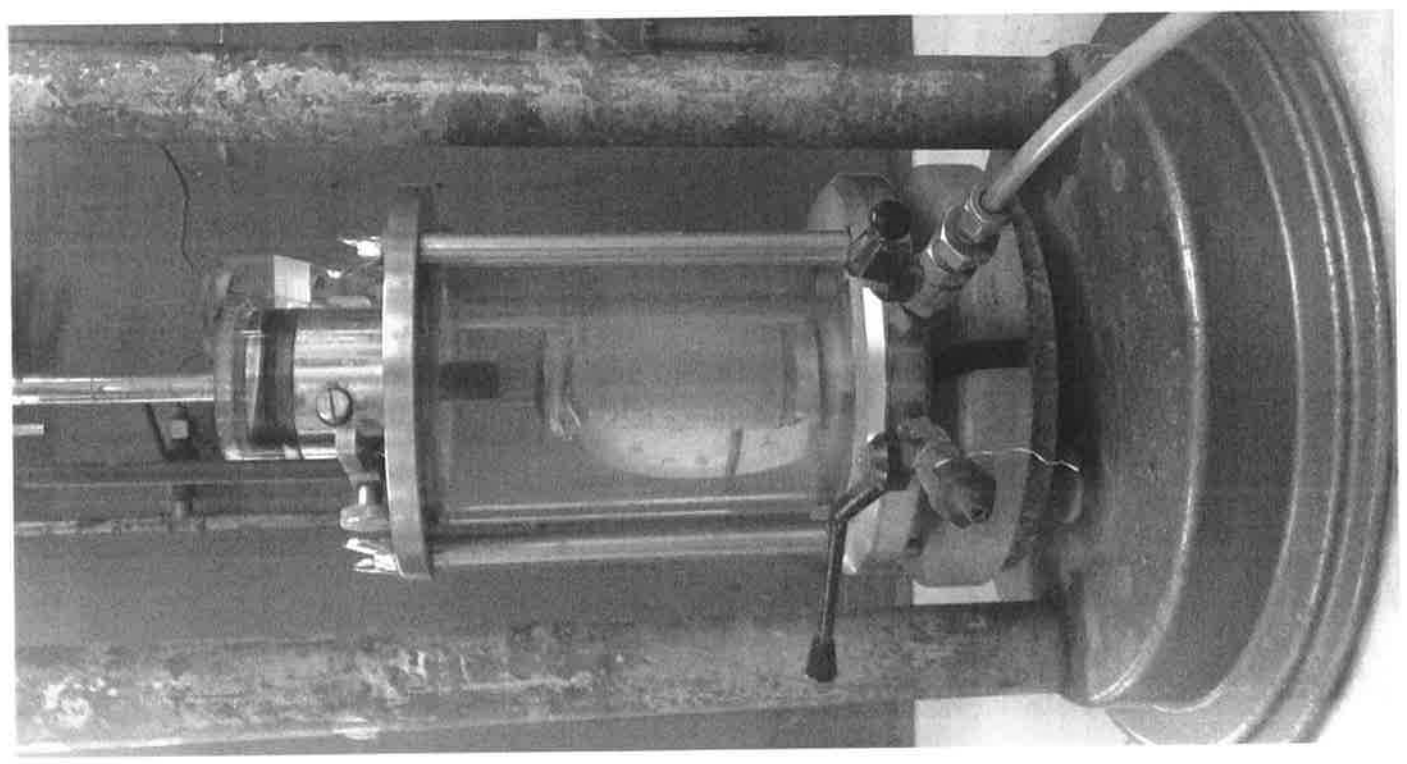
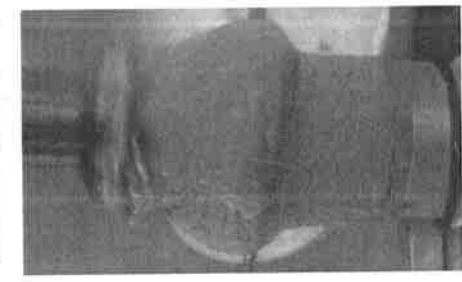
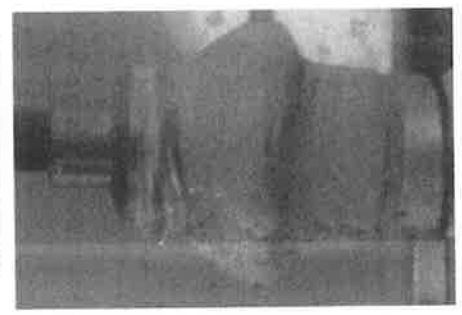
**Preparo da amostra e ensaio gentilmente executados pelo
Sr. Antônio Carlos Heitzmann e Sra. Valdineia S. Silva (LMS)**

Etapas de um ensaio U.U.

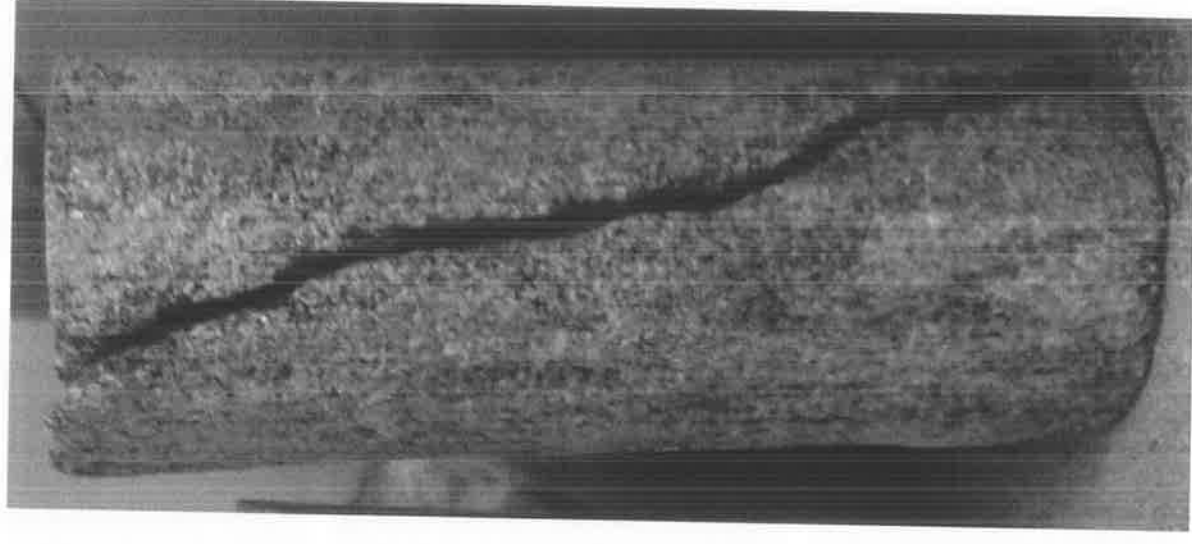
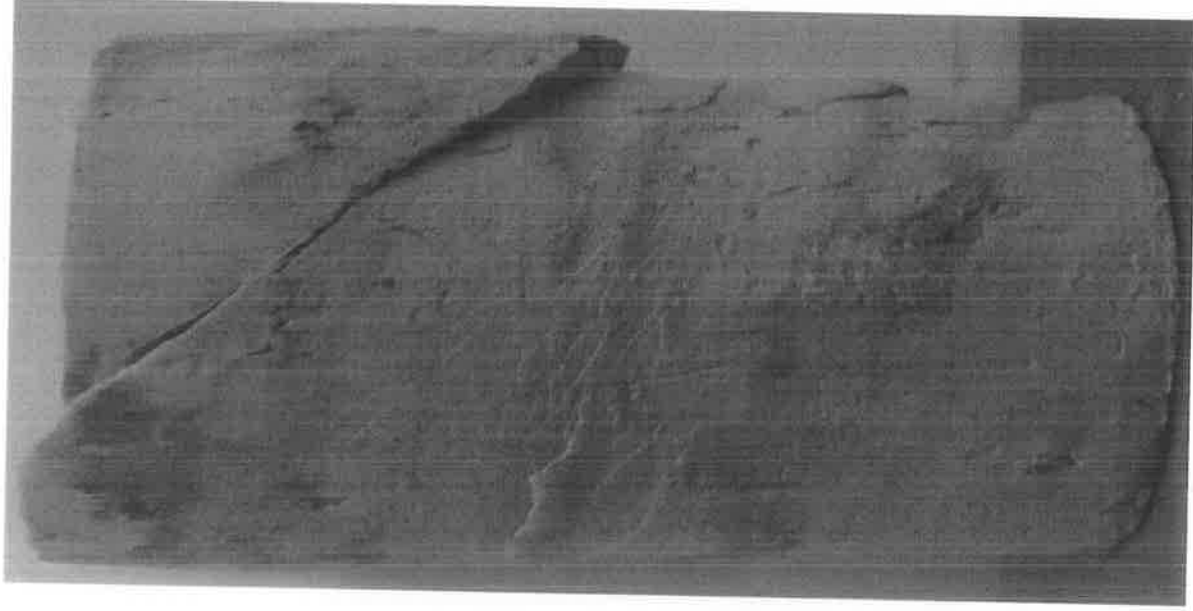








Forma de ruptura de corpos de prova de amostras indeformadas



Resultados de um ensaio C.U.

- Argila silto-arenosa saturada.
- Pressão confinante: 378,9 kPa (maior que a tensão de pré-adensamento).
- Ao final da primeira etapa (etapa de adensamento): altura=162,56 mm; área da base=38,0cm².

Tabela referente à segunda etapa:

DH (mm)	e (%)	F (N)	A (cm ²)	$\Delta\sigma$ (kPa)	u (kPa)	$\sigma_{r\text{ total}}$ (kPa)	$\sigma_{a\text{ total}}$ (kPa)	$\sigma_{r\text{ efetiva}}$ (kPa)	$\sigma_{a\text{ efetiva}}$ (kPa)
0,00	0,0	0,0	38,0	0,0	0,0	378,9	378,9	378,9	378,9
0,15		603,2			46,8	378,9			
0,79		825,0			86,8	378,9			
2,34		950,4			179,1	378,9			
3,51		969,1			210,8	378,9			
4,42		974,0			223,9	378,9			
5,46		970,0			240,4	378,9			
6,53		960,6			250,8	378,9			
7,59		954,0			256,3	378,9			
8,66		942,4			259,7	378,9			
9,70		923,7			266,6	378,9			
10,77		914,8			274,9	378,9			
11,81		907,3			279,7	378,9			
12,88		897,1			281,1	378,9			
13,94		891,3			278,3	378,9			
15,01		883,7			288,7	378,9			
17,15		863,7			290,7	378,9			
19,25		809,0			296,9	378,9			
21,39		712,1			320,4	378,9			
25,65		691,2			310,7	378,9			

Cálculos

F (N)	A (cm ²)
0	38,0
603,2	38,0
825	38,2
950,4	38,6
969,1	38,8
974	39,1
970	39,3
960,6	39,6
954	39,9
942,4	40,1
923,7	40,4
914,8	40,7
907,3	41,0
897,1	41,3
891,3	41,6
883,7	41,9
863,7	42,5
809	43,1
712,1	43,8
691,2	45,1

$\Delta\sigma$ (kPa)
0,00
158,59
216,05
246,51
249,52
249,35
246,69
242,63
239,33
234,79
228,57
224,79
221,42
217,37
214,44
211,08
203,31
187,68
162,74
153,19

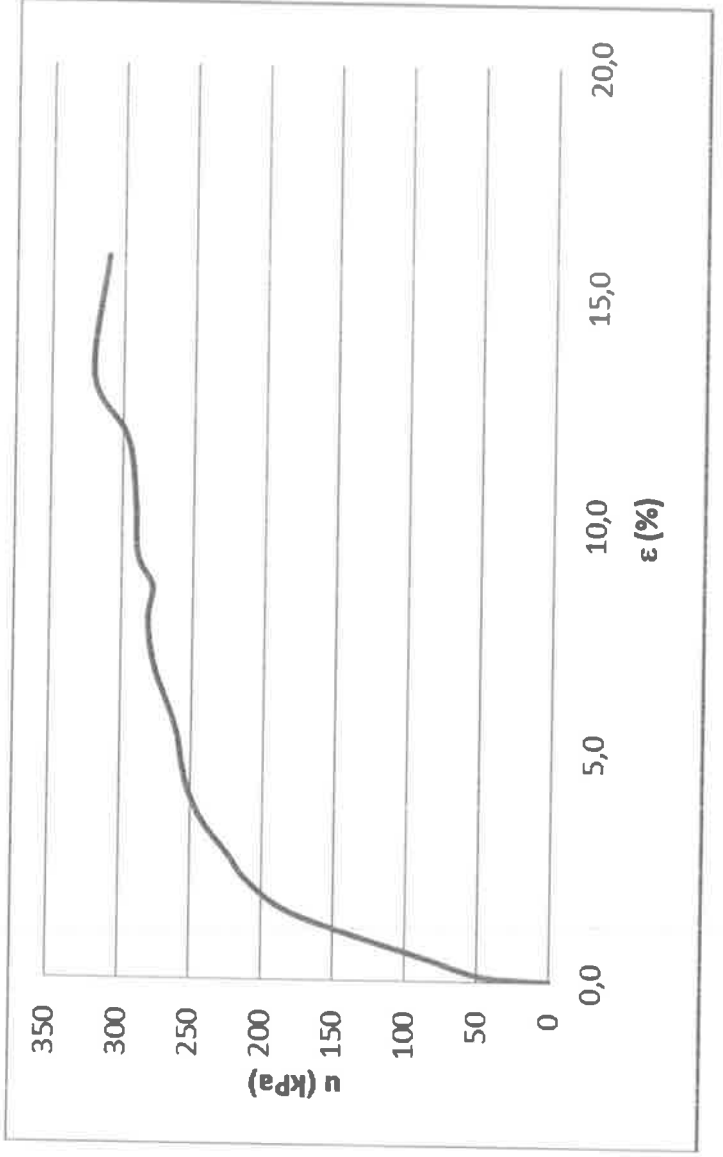
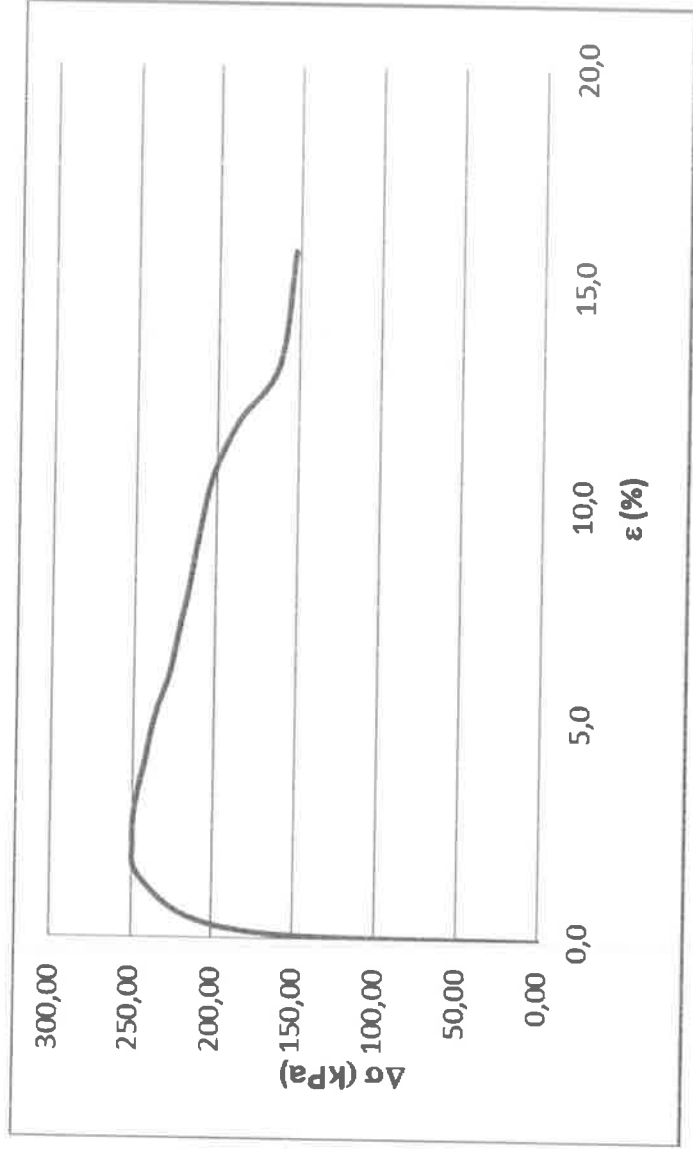
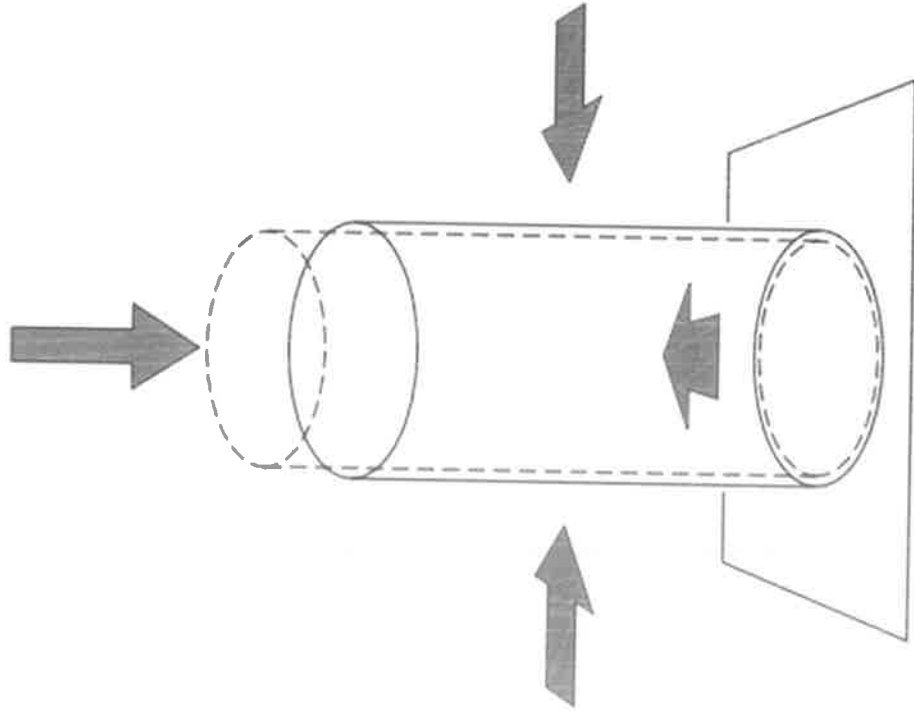
ϵ (%)
0,0
0,1
0,5
1,4
2,2
2,7
3,4
4,0
4,7
5,3
6,0
6,6
7,3
7,9
8,6
9,2
10,5
11,8
13,2
15,8

u (kPa)
0
46,8
86,8
179,1
210,8
223,9
240,4
250,8
256,3
259,7
266,6
274,9
279,7
281,1
278,3
288,7
290,7
296,9
320,4
310,7

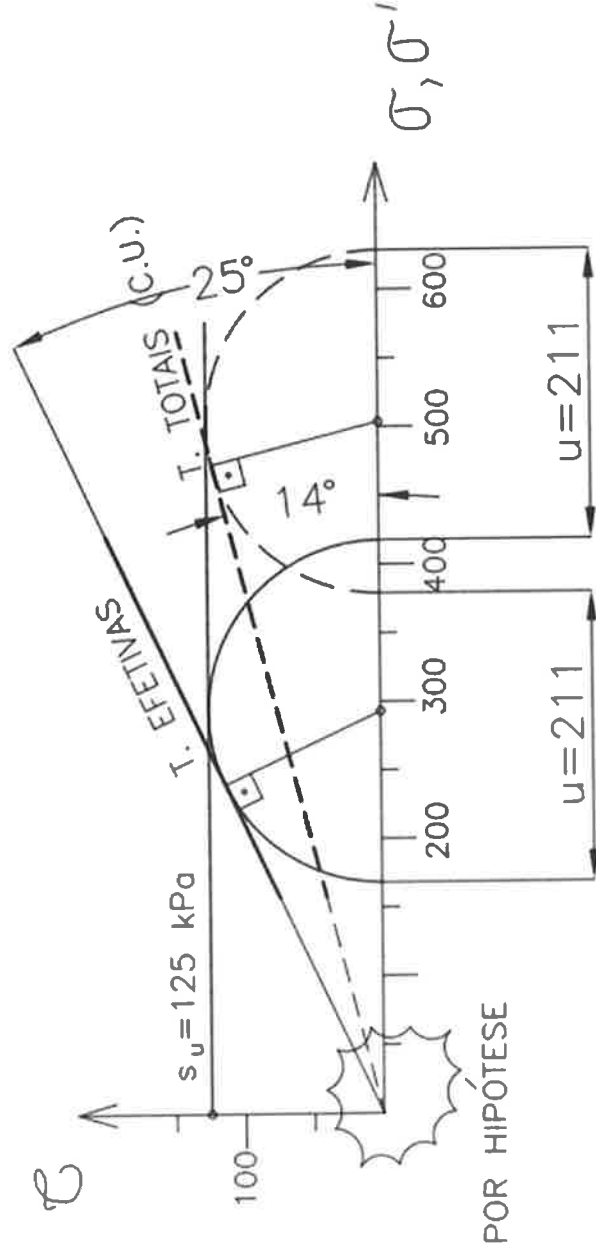
$\sigma_{r\text{-total}}$ (kPa)	$\sigma_{a\text{-total}}$ (kPa)	$\sigma_{r\text{-efetiva}}$ (kPa)	$\sigma_{a\text{-efetiva}}$ (kPa)
378,9	378,90	378,9	378,90
378,9	537,49	332,1	490,69
378,9	594,95	292,1	508,15
378,9	625,41	199,8	446,31
378,9	628,42	168,1	417,62
378,9	628,25	155	404,35
378,9	625,59	138,5	385,19
378,9	621,53	128,1	370,73
378,9	618,23	122,6	361,93
378,9	613,69	119,2	353,99
378,9	607,47	112,3	340,87
378,9	603,69	104	328,79
378,9	600,32	99,2	320,62
378,9	596,27	97,8	315,17
378,9	593,34	100,6	315,04
378,9	589,98	90,2	301,28
378,9	582,21	88,2	291,51
378,9	566,58	82	269,68
378,9	541,64	58,5	221,24
378,9	532,09	68,2	221,39

42

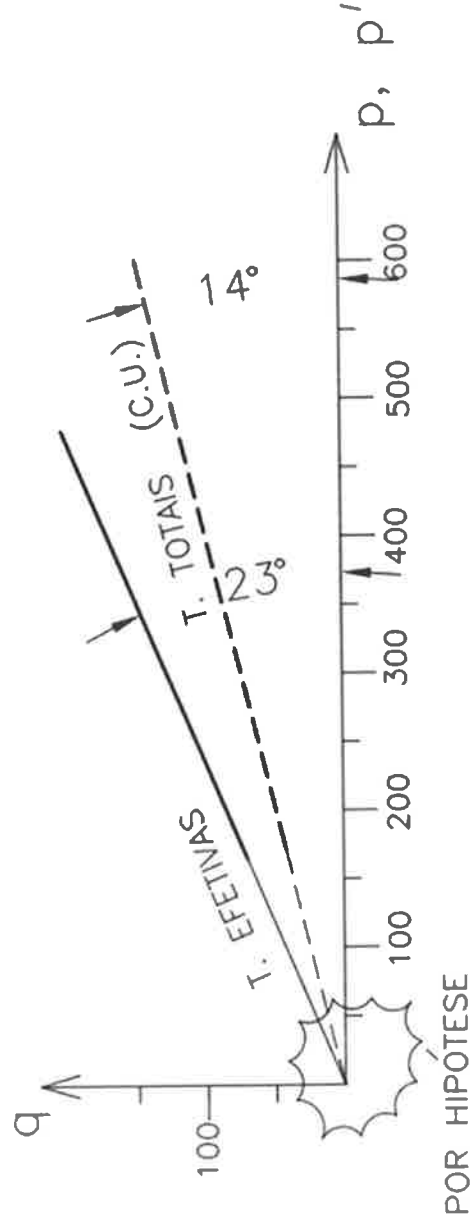
Gráficos



Envoltórias em termos de tensões totais e efetivas (C.U.)



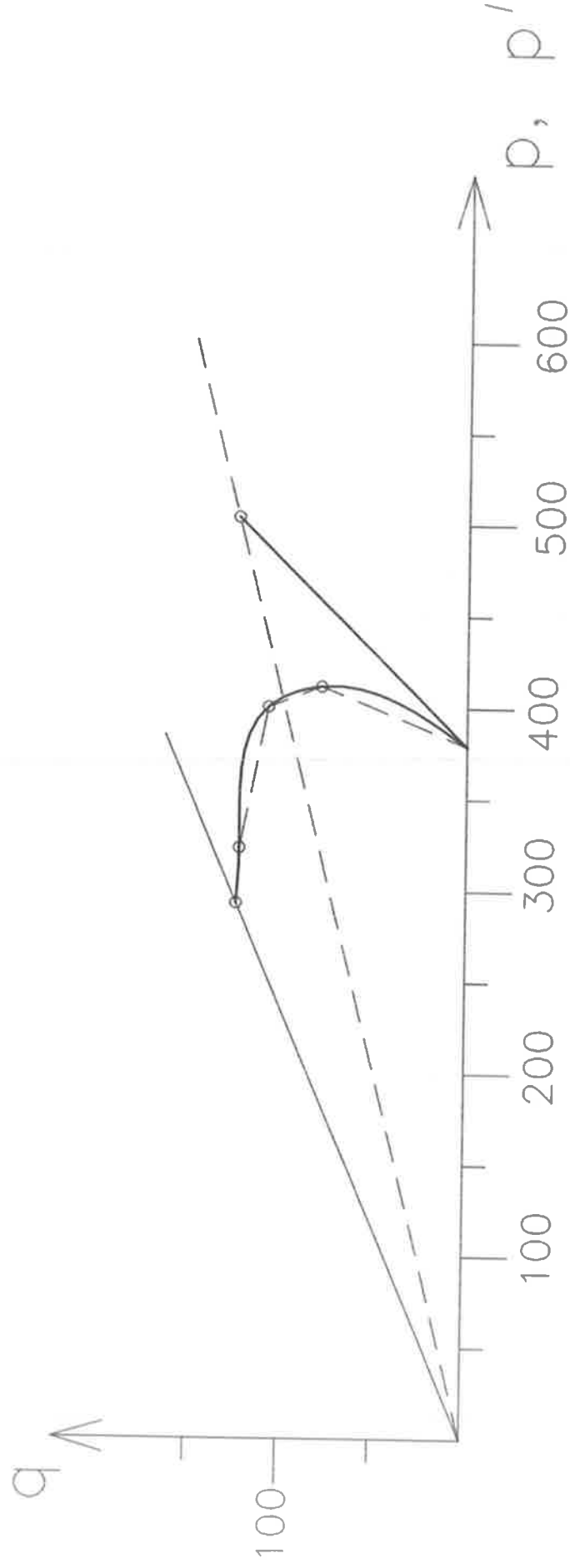
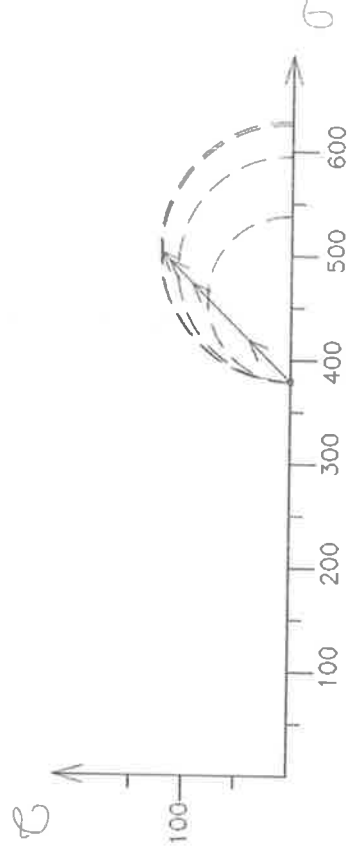
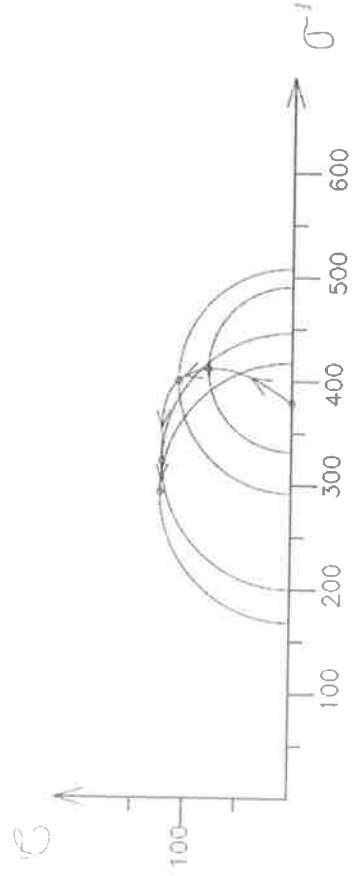
$\tau = c + \sigma \cdot \text{tg}(\phi)$
 $\tau = c' + \sigma' \cdot \text{tg}(\phi')$
 $s_u =$ resistência
 não drenada da
 argila



$p = (\sigma_1 + \sigma_3)/2$
 $p' = (\sigma'_1 + \sigma'_3)/2$
 $q = (\sigma_1 - \sigma_3)/2$
 $q = d + p \cdot \text{tg}(\beta)$
 $\text{tg}(\beta) = \text{sen}(\phi)$
 $c = d/\text{cos}(\phi)$

Trajetórias de tensões

Tensões efetivas

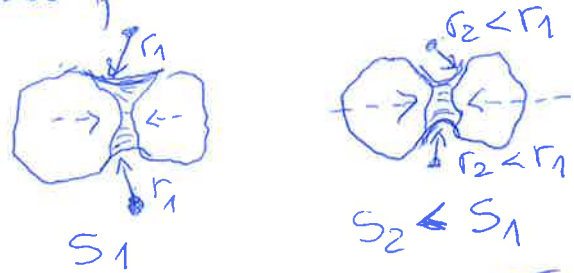
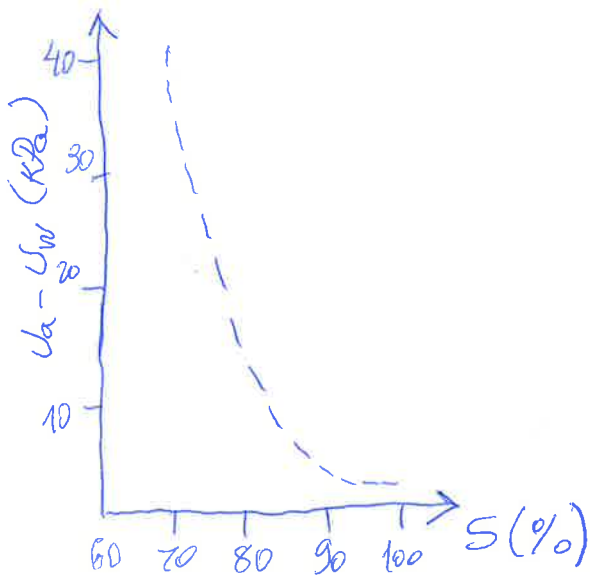


Anexo 2 - Solos não saturados

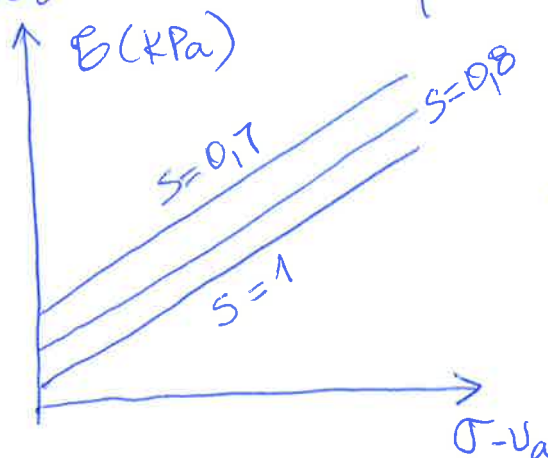
Nas argilas não saturadas, os volumes ocupados por água e ar podem ter os seguintes arranjos:

- Bolhas de ar oclusas, que não se comunicam e são totalmente envolvidas pela água e sólidos - $S > 85\%$;
- Ar totalmente interconectado, e água podendo estar interconectada ou se concentrando nos contatos com as partículas sólidas - água sob pressão neutra negativa; ar sob pressão atmosférica;

Nesse caso, a pressão de sucção pode alcançar valores elevados, conforme figura abaixo (CSP). A pressão de sucção está relacionada aos raios dos meniscos capilares, que se reduzem com diminuição da umidade, ou saturação correspondente.

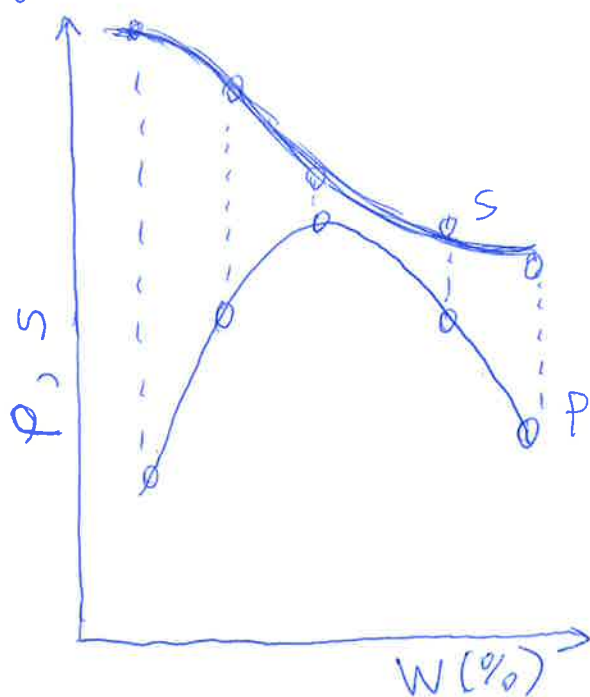


As envoltórias de resistência de solos não saturados serão diferentes para valores variáveis de



S . O intercepto de coesão nesse caso é denominado coesão aparente. Os solos compactados são não saturados (assim como solos naturais acima do NA), porém sua resistência depende tb. do processo

empregado na compactação, além da umidade. Da combinação entre a umidade de compactação e do processo de compactação resultam o peso específico seco, o grau de saturação e a estrutura do solo. Dessa forma, para analisar esses fatores, podem ser moldados corpos de prova com diferentes umidades e densidades, usando-se energias de compactação adequadas para cada caso. Os resultados de ensaios de resistência podem ser plotados juntamente com a curva de compactação.



Nas páginas seguintes apresentaram-se resultados de ensaios de compressão simples de um solo compactado para diferentes umidades (e correspondentes graus de saturação, s).

Nos solos naturais não saturados, deve-se ter especial atenção para o efeito de redução de resistência com acréscimo de umidade. A umidade irá variar sazo-

nalmente, seja por infiltração de água (chuva, vazamentos) seja por ascensão capilar decorrente de variação do N.ºA. subterrâneo.

Resumo das características dos corpos de prova

CP 14,55 % Energia Normal

Altura do C.P. (cm) 12,75	Pêso do C.P. (g) 1906,00	Volumedo C.P., cm ³ 1001,38	Umidade de ruptura (%) 13,98	Tensão de ruptura (kPa) 345
Diâmetro do C.P. 10,00	Área sec. transv. 78,54	Umidade natural (%) 14,55	Densidade natural (gr/cm ³) 1,903	
Densidade sêca(gr/cm ³) 1,662	Índice de vazios natural 0,643	Densidade dos grãos (gr/cm ³) 2,730	Grau de Saturação Inicial do C.P. 62 %	

CP 17,99 % Energia Normal

Altura do C.P. (cm) 12,75	Pêso do C.P. (g) 2009,00	Volumedo C.P., cm ³ 1001,38	Umidade de ruptura (%) 17,11	Tensão de ruptura (kPa) 322
Diâmetro do C.P. 10,00	Área sec. transv. 78,54	Umidade natural (%) 17,90	Densidade natural (gr/cm ³) 2,006	
Densidade sêca(gr/cm ³) 1,702	Índice de vazios natural 0,604	Densidade dos grãos (gr/cm ³) 2,730	Grau de Saturação Inicial do C.P. 81 %	

CP 19,8 % Energia Normal

Altura do C.P. (cm) 12,75	Pêso do C.P. (g) 2041,00	Volumedo C.P., cm ³ 1001,38	Umidade de ruptura (%) 18,86	Tensão de ruptura (kPa) 280
Diâmetro do C.P. 10,00	Área sec. transv. 78,54	Umidade natural (%) 19,80	Densidade natural (gr/cm ³) 2,038	
Densidade sêca(gr/cm ³) 1,701	Índice de vazios natural 0,605	Densidade dos grãos (gr/cm ³) 2,730	Grau de Saturação Inicial do C.P. 89 %	

Resumo das características dos corpos de prova (cont.)

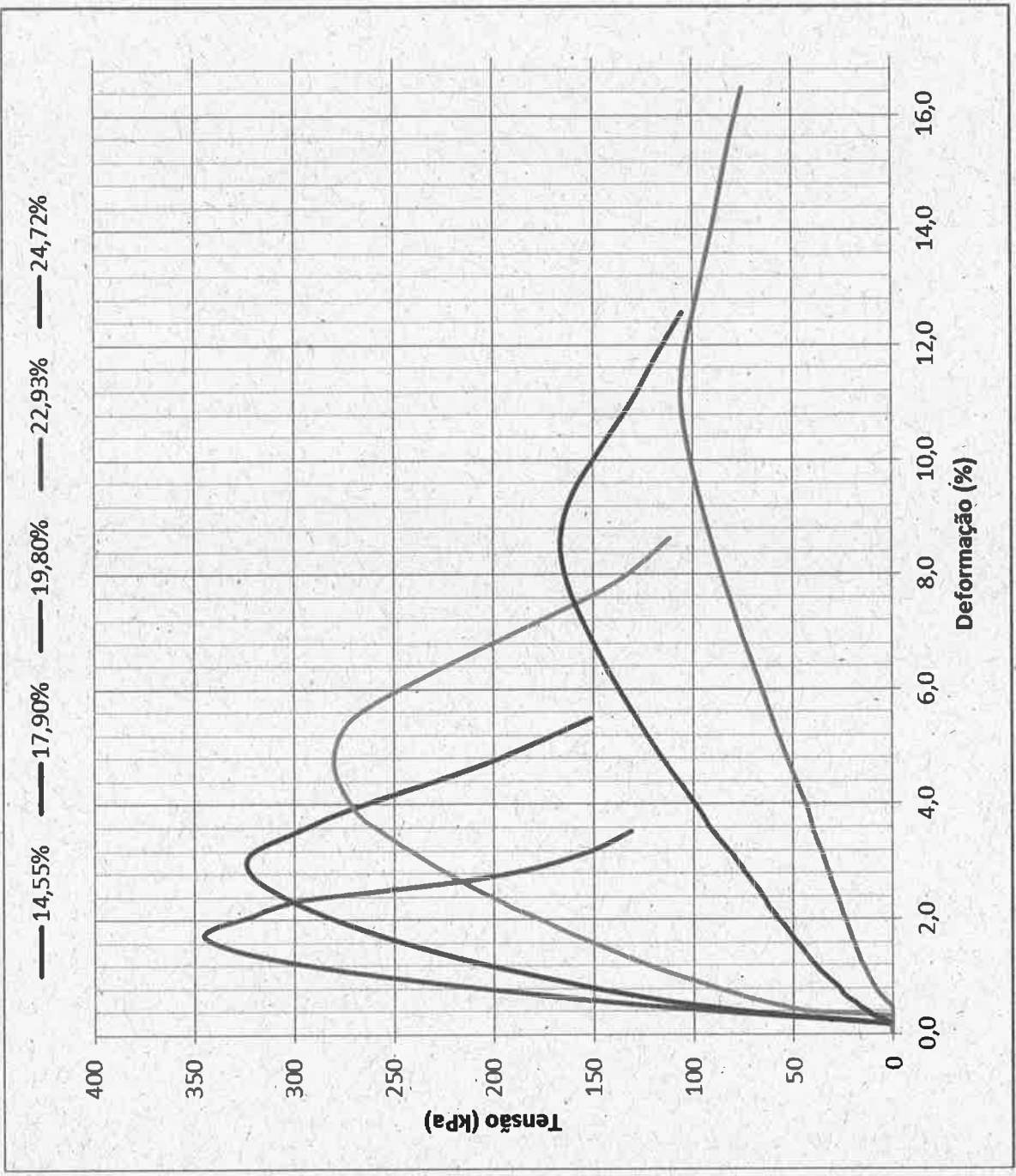
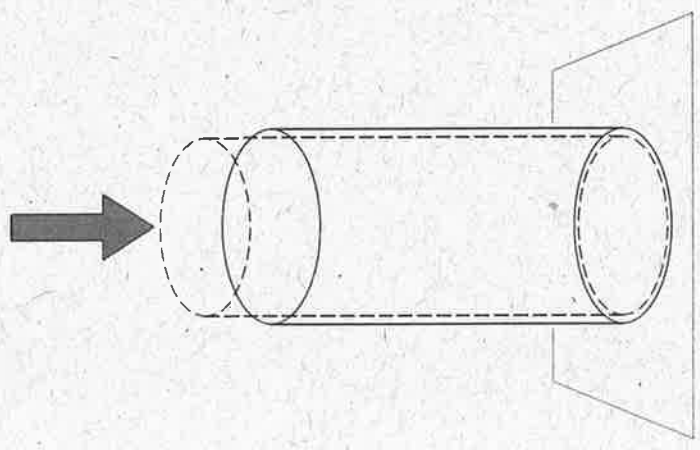
CP 22,93 % Energia Normal

Altura do C.P. (cm) 12,75	Pêso do C.P. (g) 2005,00	Volumedo C.P., cm ³ 1001,38	Umidade de ruptura (%) 21,89	Tensão de ruptura (kPa) 166
Diâmetro do C.P. 10,00	Área sec. transv. 78,54	Umidade natural (%) 22,93	Densidade natural (gr/cm ³) 2,002	
Densidade seca(gr/cm ³) 1,629	Índice de vazios natural 0,676	Densidade dos grãos (gr/cm ³) 2,730	Grau de Saturação Inicial do C.P. 93 %	

CP 24,72 % Energia Normal

Altura do C.P. (cm) 12,75	Pêso do C.P. (g) 1967,00	Volumedo C.P., cm ³ 1001,38	Umidade de ruptura (%) 24,44	Tensão de ruptura (kPa) 106
Diâmetro do C.P. 10,00	Área sec. transv. 78,54	Umidade natural (%) 24,97	Densidade natural (gr/cm ³) 1,964	
Densidade seca(gr/cm ³) 1,572	Índice de vazios natural 0,737	Densidade dos grãos (gr/cm ³) 2,730	Grau de Saturação Inicial do C.P. 93 %	

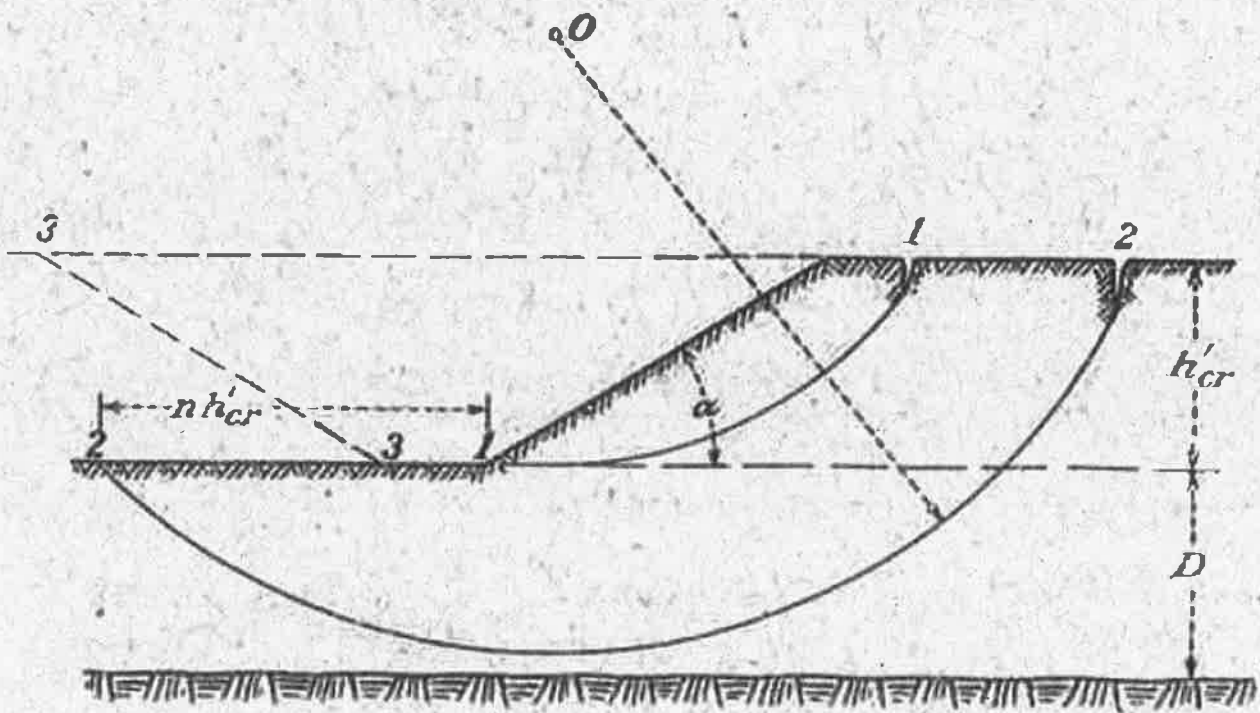
Gráficos tensão-deformação



Gráficos auxiliares para verificação da estabilidade de taludes com geometria simples e solo argiloso homogêneo. Considera os seguintes aspectos:

- Os valores de h'_{cr} correspondem a $FS = 1,0$ e são dados para diferentes ângulos α , em função da coesão e para diversas profundidades D até uma camada resistente (rocha, por exemplo, ou areia compacta);
- Os valores de h'_{cr} são adotados iguais a $2/3$ da altura h_{cr} não enfraquecida por fendas de tração na superfície;
- O peso específico admitido é de 16 kN/m^3 . Se o peso específico do solo for na verdade γ' (peso específico submerso) os valores de h'_{cr} devem ser multiplicados por $16/\gamma'$ como sugestão do autor dos gráficos. Esse procedimento é rigorosamente correto para $D = 0$ (ver Figura 1 para definição de D) e é ligeiramente a favor da segurança para valores maiores de $D > 0$;
- Os gráficos fornecem também os valores de "n" para que se obtenha a "onda de lama" que pode ocorrer no pé do talude em caso de ruptura;
- Caso haja um talude em frente ao talude estudado, cujo pé caia dentro da distância nh'_{cr} os gráficos não podem ser empregados, pois a superfície 2-2 (Figura 1) fica restrita. Nesses casos, o autor recomenda usar os ábacos de Taylor (VER REFERÊNCIA NO LIVRO DO Prof. Carlos Pinto).
- Solos homogêneos são raros de serem encontrados, porém os gráficos podem ser usados para estimativas preliminares;

FIGURA 1



FONTE: TSCHEBOTARIOFF, G. P. Fundações, estruturas de arrimo e obras de terra. São Paulo: McGraw-Hill do Brasil, 1978.

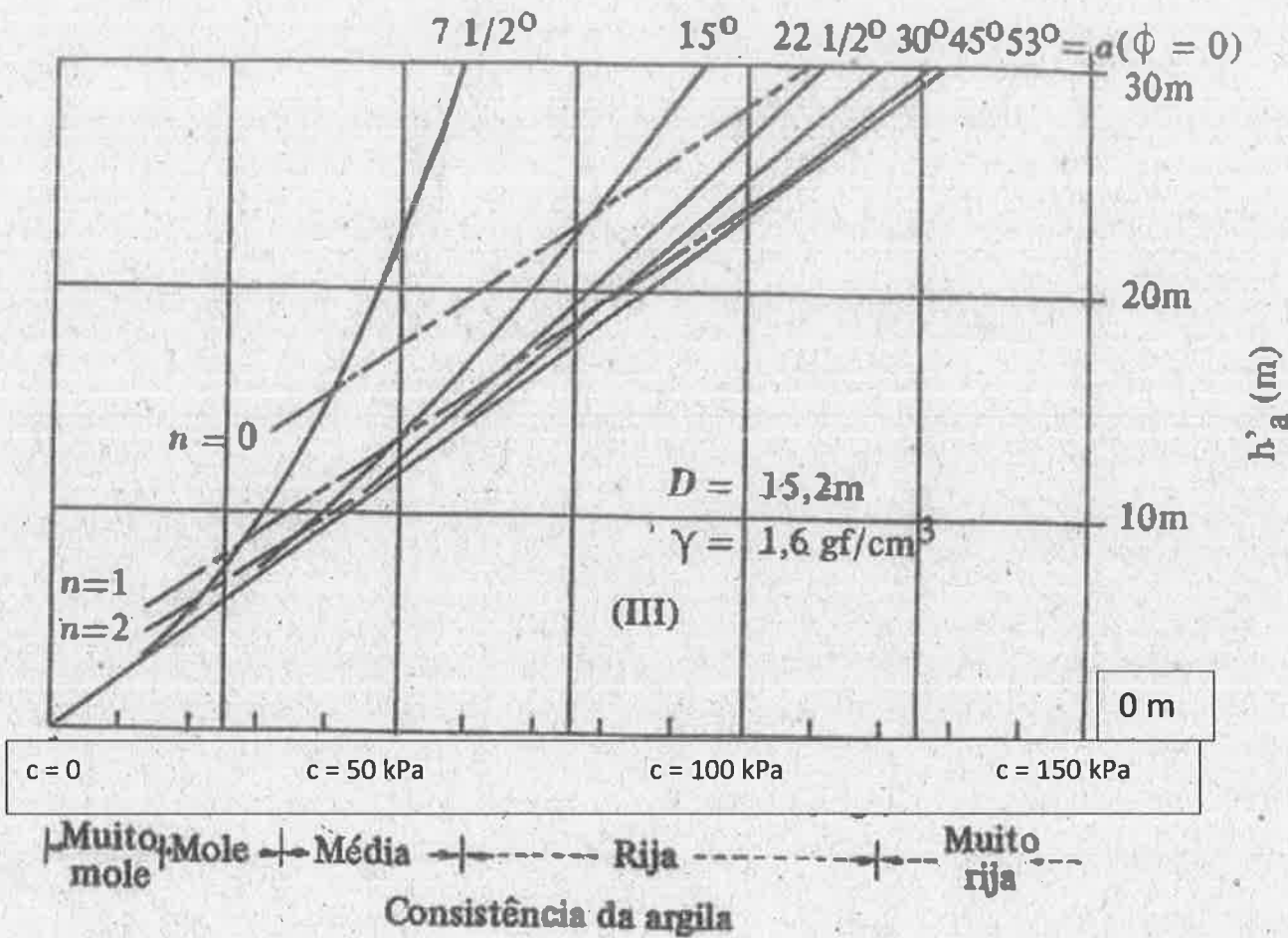


FIGURA 1ª.

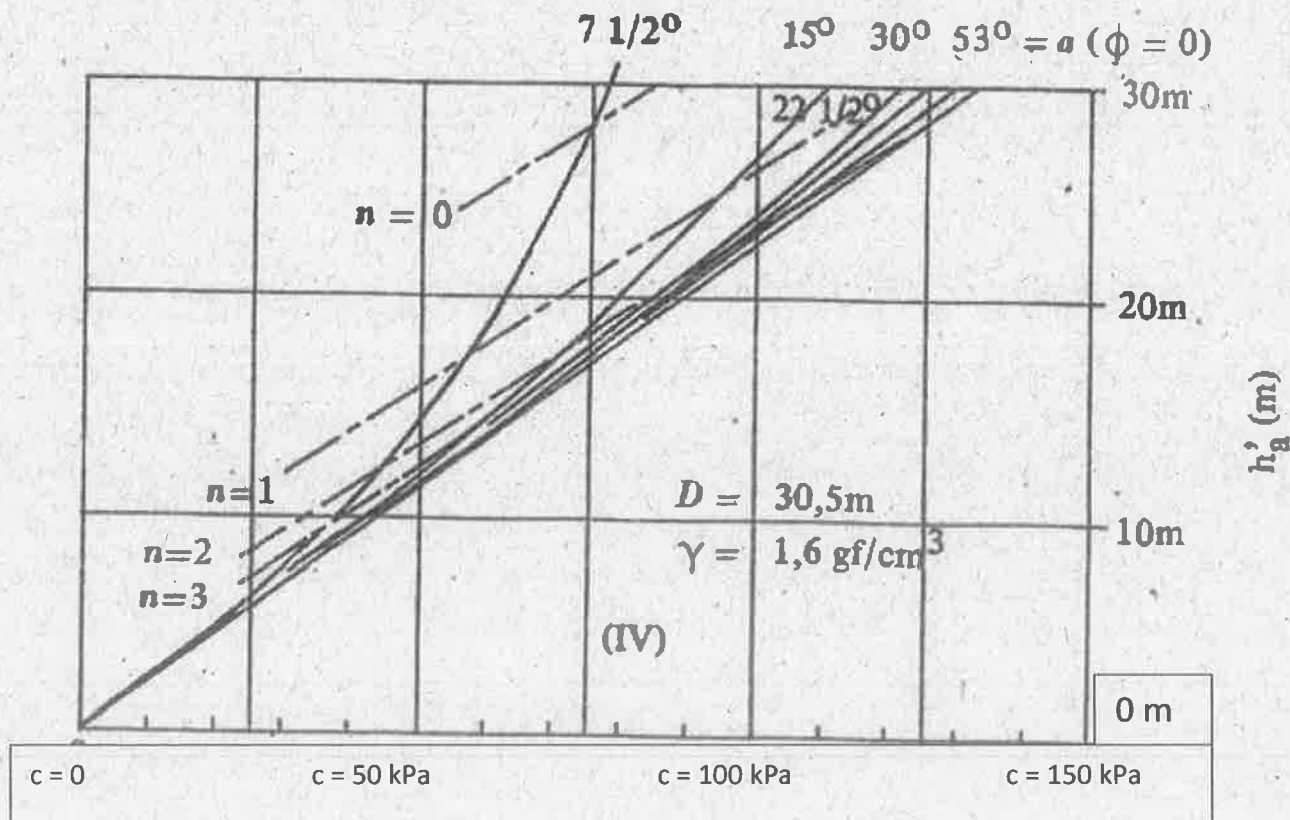
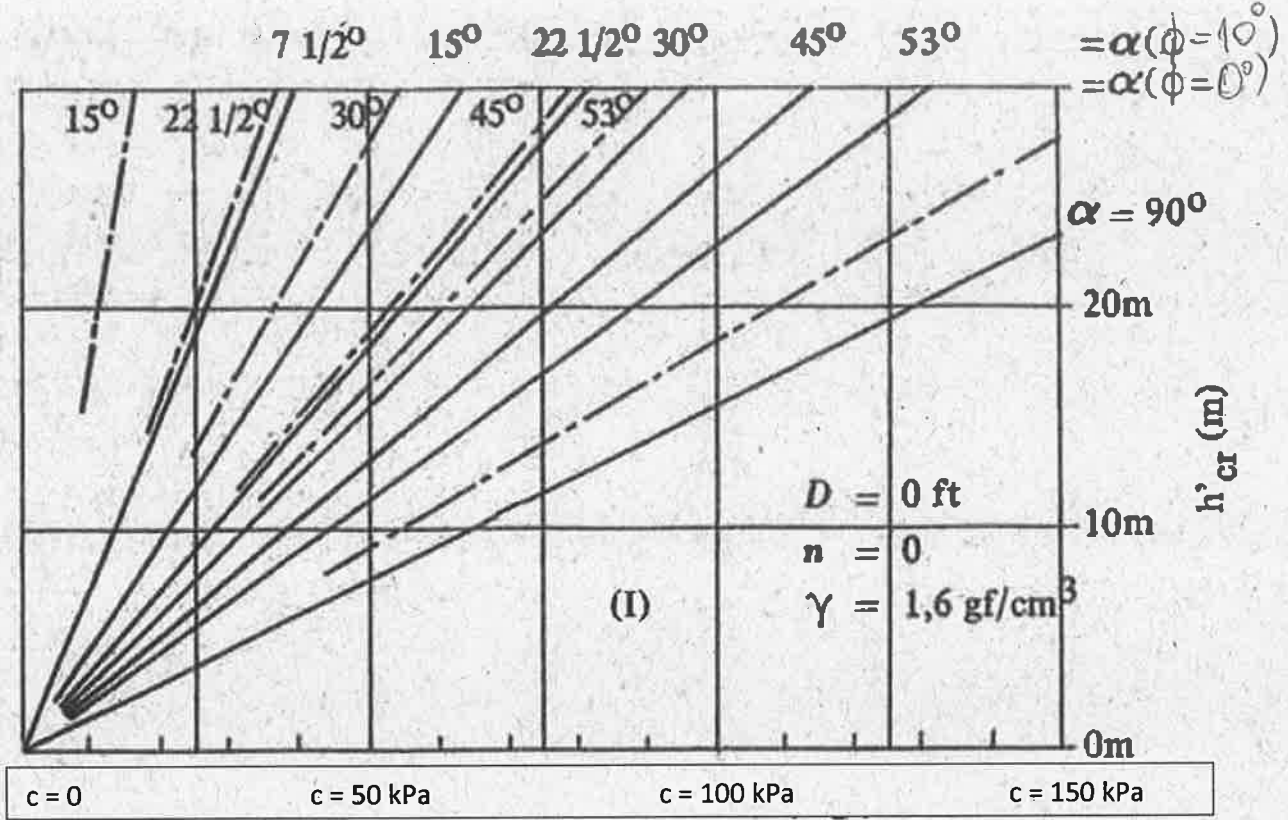


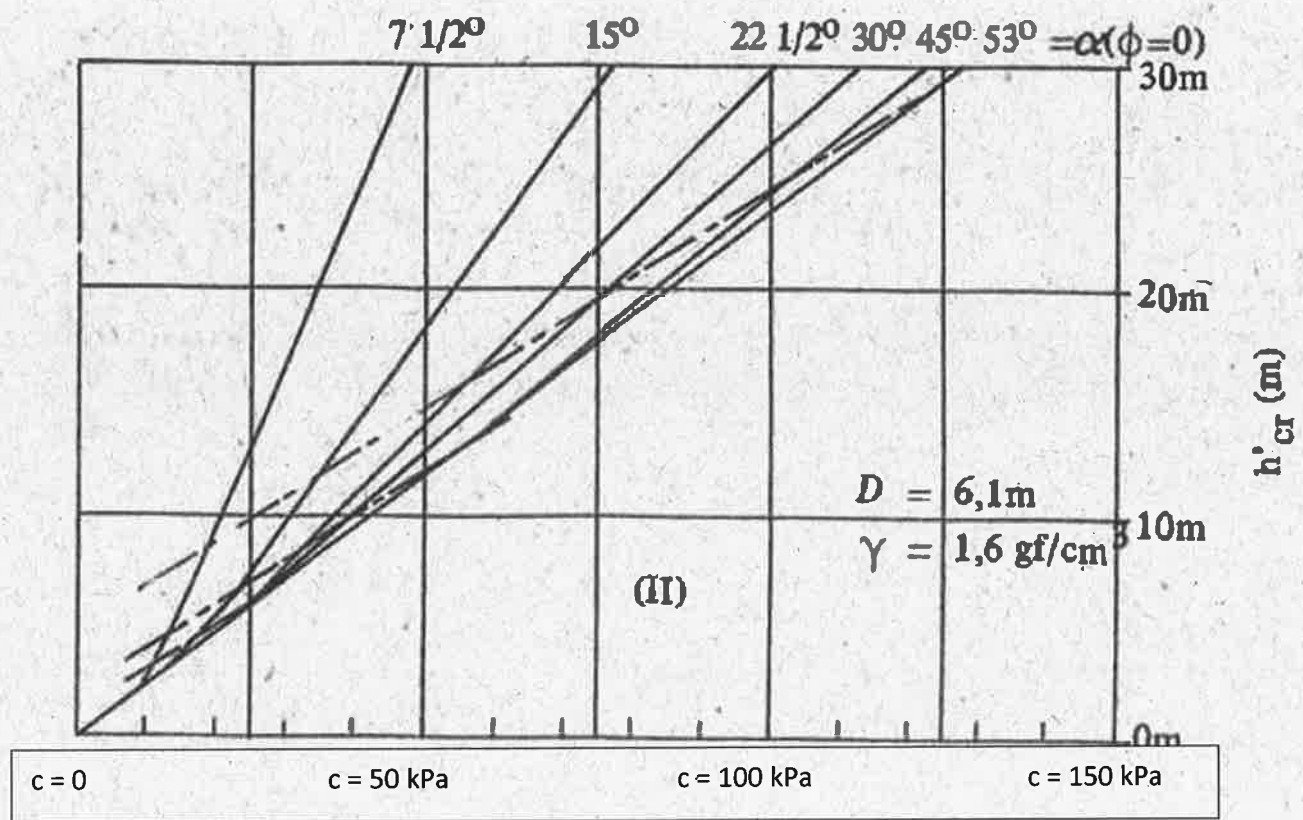
FIGURA 1b.



Muito mole | Mole | Média | Rija | Muito rija

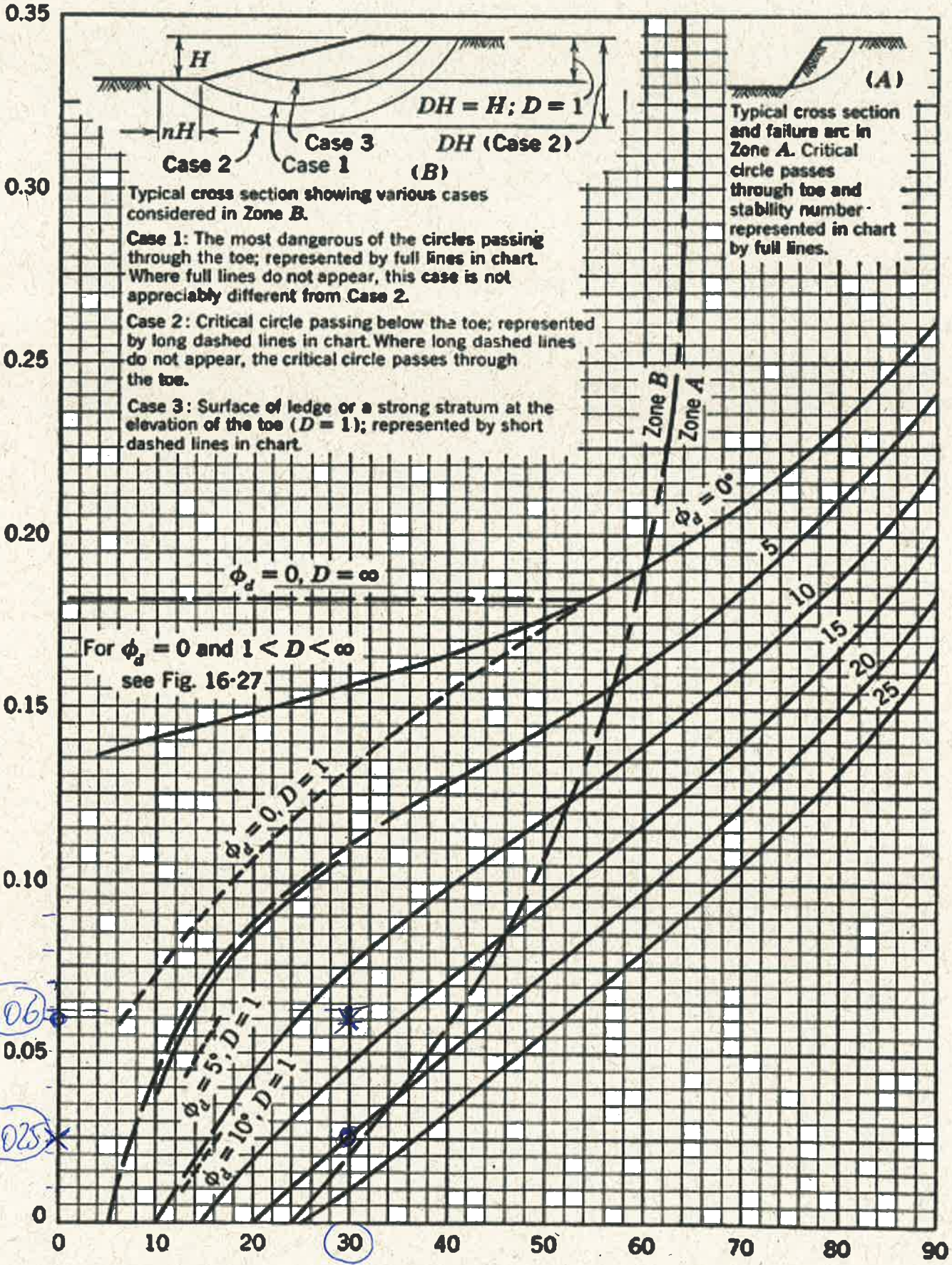
Consistência de argila

FIGURA 1c.



Muito mole | Mole | Média | Rija | Muito rija

FIGURA 1d.

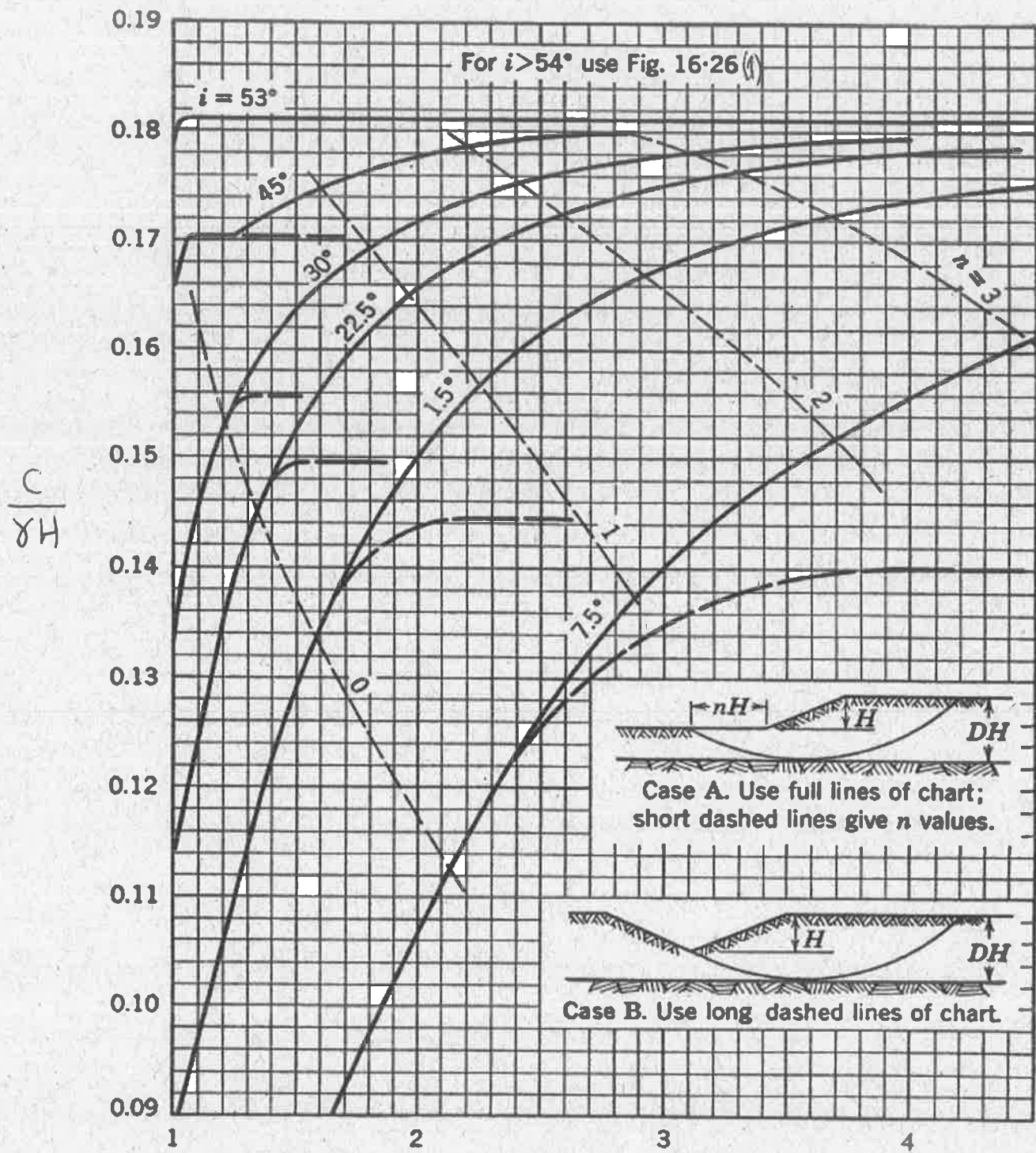


$\frac{c}{\gamma H}$

0.06

0.025

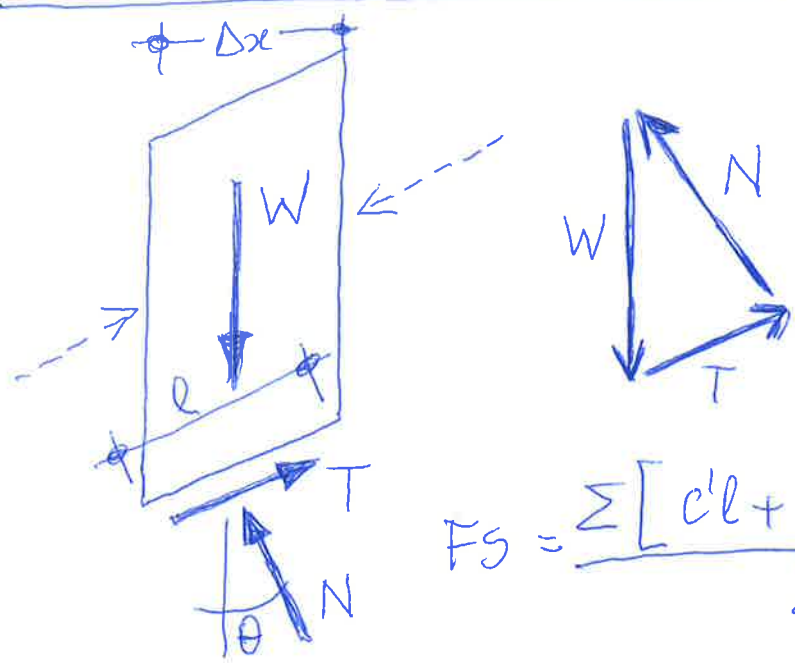
Inclinação do talude (i°)
Taylor (Fig. 1)



Fator de profundidade
Taylor (Fig. 2)

Anexo 4 - Abordagens para métodos de fatias

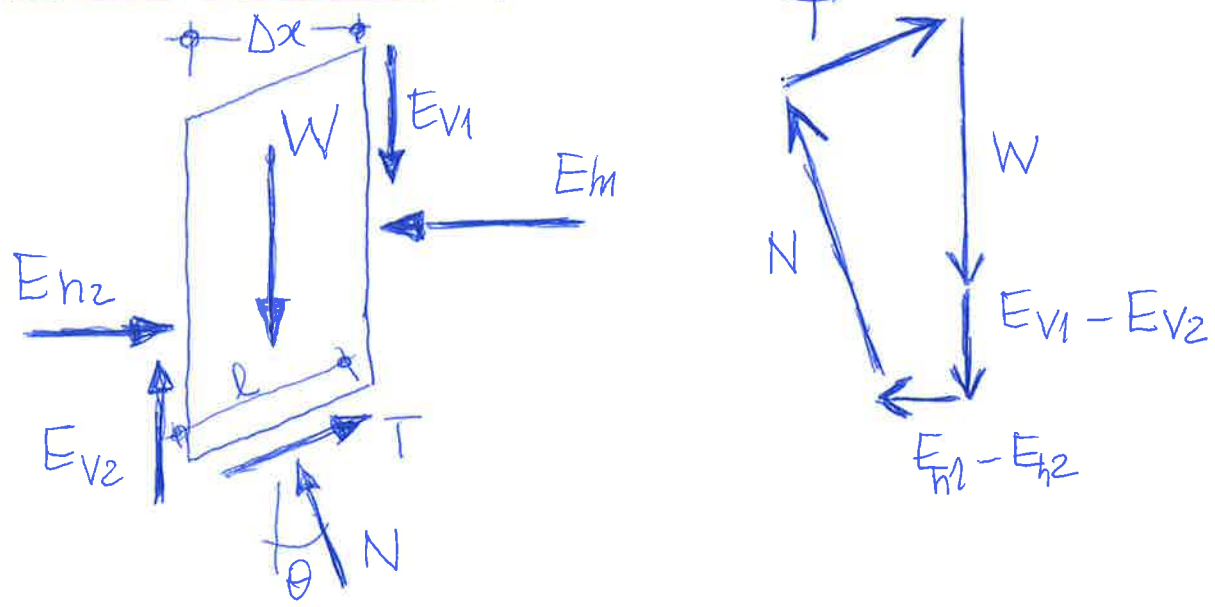
Método de Fellenius (1927)



Pode levar a graves erros por não considerar pressões neutras nas faces verticais.

$$FS = \frac{\sum [c'l + (W \cos \theta - u \Delta x \sec \theta) \operatorname{tg} \phi']}{\sum W \operatorname{sen} \theta}$$

Método de Bishop (1955)



Originalmente, incluía E_{v1}, E_{v2} . No método de Bishop simplificado foram excluídas, levando a:

$$FS = \frac{\sum \left[c'l + \frac{W - u \cdot \Delta x - c' \Delta x \operatorname{tg} \theta / FS}{\cos \theta + \operatorname{tg} \phi' \cdot \operatorname{sen} \theta / FS} \cdot \operatorname{tg} \phi' \right]}{\sum W \operatorname{sen} \theta}$$

