

DETERMINAÇÃO DE PARÂMETROS GEOTÉCNICOS FUNDAMENTAIS A PARTIR DE ENSAIOS DE LABORATÓRIO E DE CAMPO

José Maria de Camargo Barros
jmbarros@ipt.br

Parâmetros que serão objeto de discussão:

- **Parâmetros de compressibilidade:** tensão de pré-adensamento (σ'_a), índice de compressão (C_c), índice de recompressão (C_r), Coeficiente de adensamento (C_v), Coeficiente de adensamento secundário (C_α).
- **Parâmetros de resistência:** ângulo de atrito efetivo (ϕ'), coesão efetiva (c'), coesão não drenada (S_u), Sensibilidade (Se).
- **Parâmetros de deformabilidade:** módulo de elasticidade (E), módulo de cisalhamento (G), coeficiente de Poisson (ν).
- **Histórico de tensões:** razão de sobreadensamento (RSA), coeficiente de empuxo em repouso (K_0)

Ensaio para determinação dos parâmetros:

➤ Laboratório:

Adensamento, Cisalhamento direto, compressão simples, triaxiais (CID, CIU, UU), coluna ressonante, bender elements

➤ In situ:

SPT, Vane Test, CPTU, dilatômetro de Marchetti, pressiômetro, crosshole, downhole, SCPTU, SDMT

Ensaio de laboratório

X

Ensaio de campo

Laboratório: amolgamento das amostras, quantidade pequena das amostras, pouca representatividade do todo, mas são individualmente mais precisos, estado de tensões controlado.

Campo: menos preciso, mais representativo, todas as camadas são reconhecidas e são registrados os limites de cada camada.

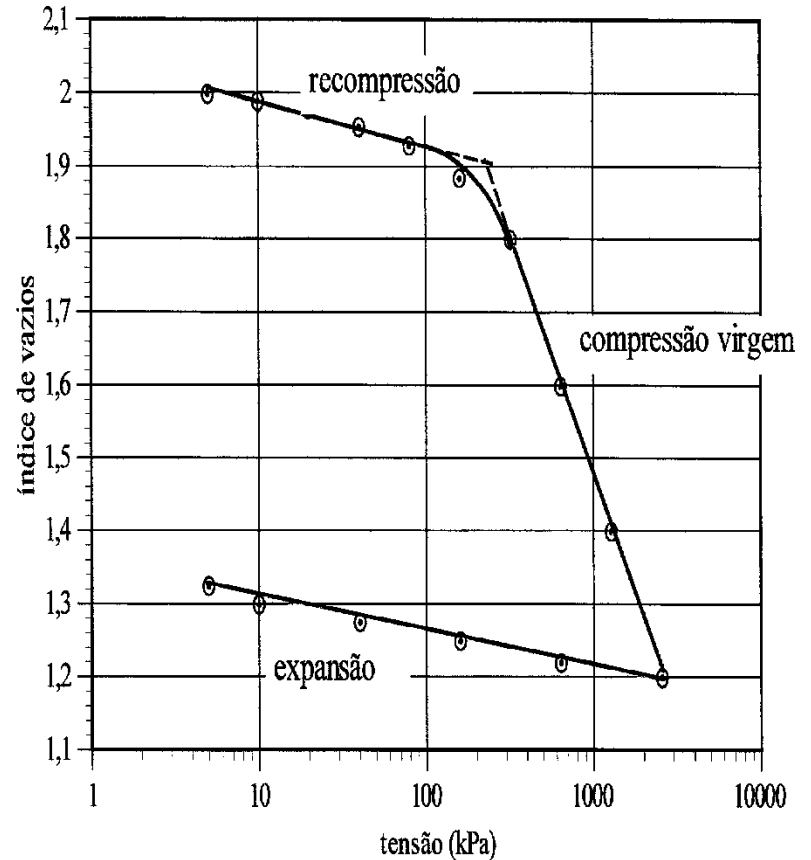
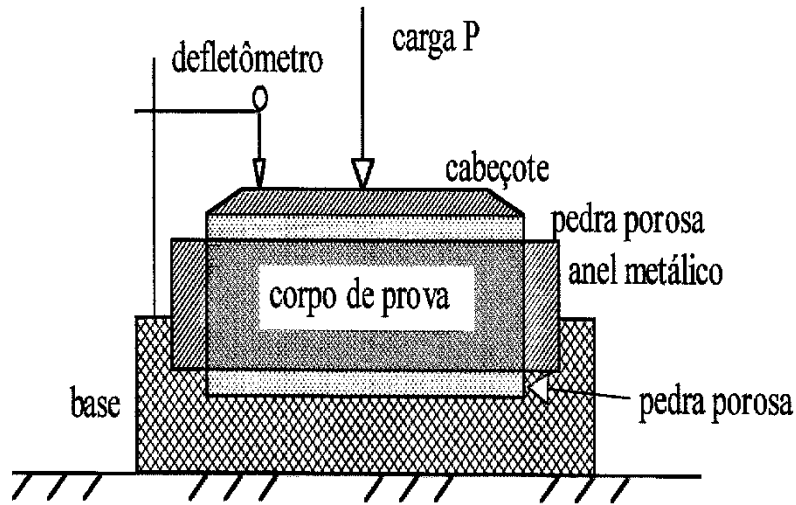
ENSAIOS DE LABORATÓRIO

PARÂMETROS DE COMPRESSIBILIDADE

Ensaio de Adensamento

- Tensão de pré-adensamento (σ_a), Índice de compressão (C_c) e recompressão (C_r)
- Coeficiente de adensamento (C_v)
- Coeficiente de adensamento secundário (C_α)
- Razão de sobreadensamento (RSA)

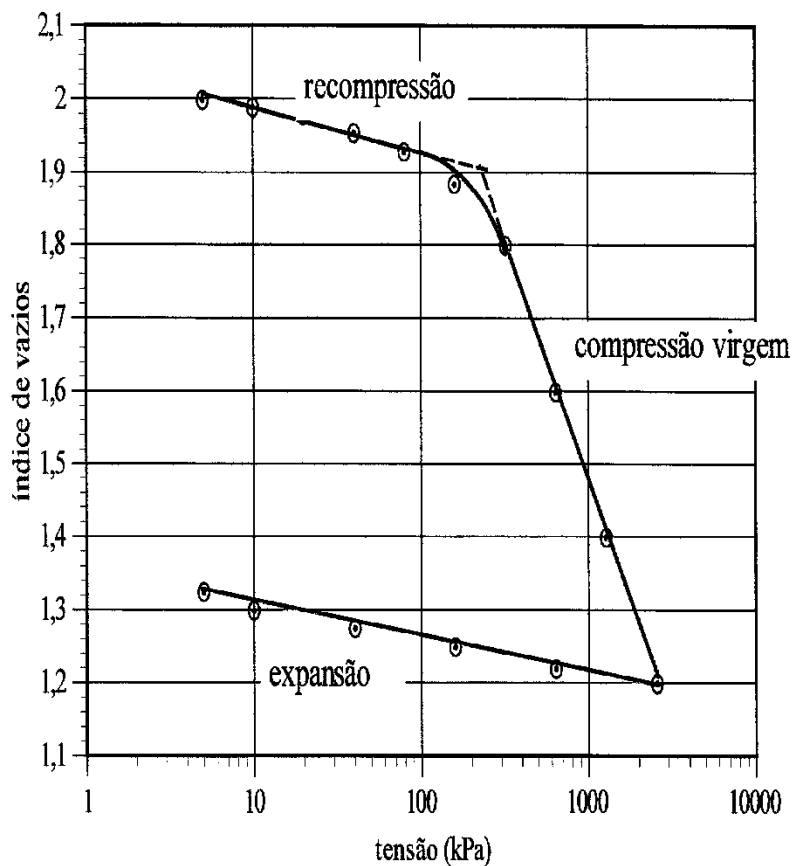
Ensaio de Adensamento



Curva e - $\log \sigma$: 3 trechos retilíneos. As inclinações desses trechos são o índice de recompressão (C_r), índice de compressão (C_c) e índice de expansão (C_e). Todos os índices são adimensionais.

Índices de Compressão e Recompressão

Ortigão (2007)



Argila	Correlação	Referência
São Paulo (argilas terciárias)	$C_c = 0,0046 (LL-9)$	Cozzolino (1961)
Santos	$C_c = 0,0186 (LL-30)$	Cozzolino (1961)
Rio de Janeiro (Sarapuí)	$C_c = 0,013 (LL-18)$	Ortigão (1975)
Rio de Janeiro (Grande Rio)	$C_c = 0,021 (LL-40)$	Costa-Filho et al (1985)
Recife	$C_c = 0,014 LL$	Coutinho et al (1988)
Vitória	$C_c = 0,01 (LL-8)$	Castello et al (1986)
Argilas de baixa sensibilidade	$C_c = 0,009 (LL-10)$	Terzaghi e Peck (1967)

Teixeira e Godoy (1996):
p/ argilas da cidade de São Paulo:

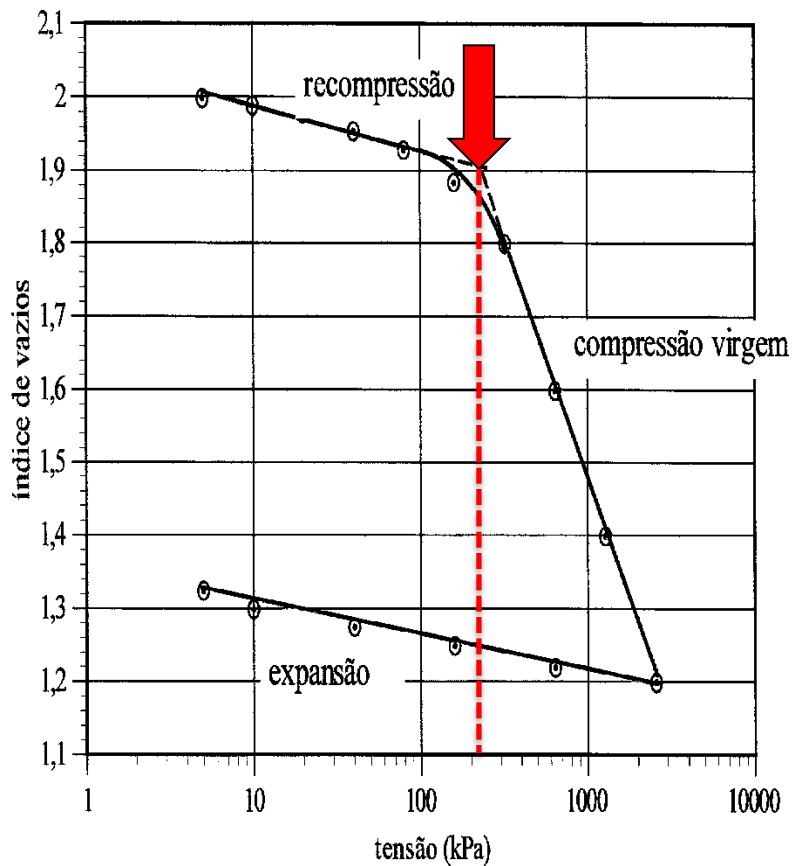
$$C_r = 0,20 C_c$$

$$C_r \cong C_e \cong 0,10 \text{ a } 0,30 C_c$$

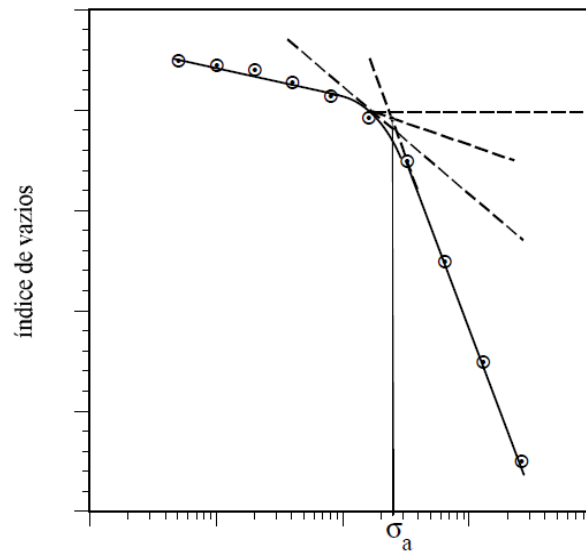
p/ argilas da Baixada Santista:

$$C_r = 0,1 C_c$$

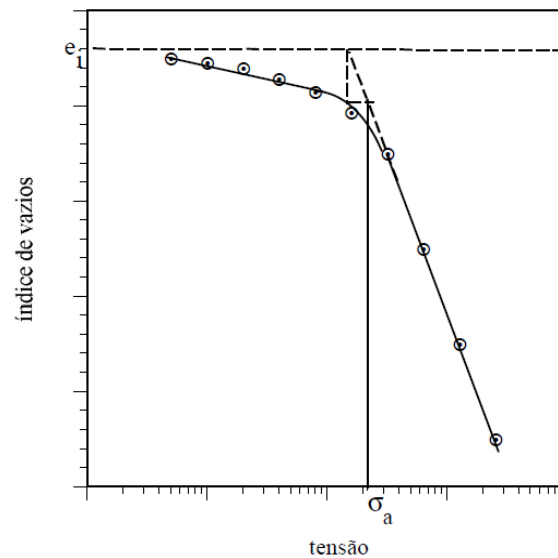
A Tensão de Pré-Adensamento



Método de Casagrande



Método de Pacheco Silva



Razão de Sobreadensamento (RSA)

$$RSA = \frac{\sigma'_a}{\sigma'_{vo}}$$

a) $\sigma'_{vo} = \sigma'_a \rightarrow$ o solo está normalmente adensado; a máxima tensão a que ele já esteve submetido é a que atua hoje sobre ele. Qualquer acréscimo de tensão produz recalques significativos.

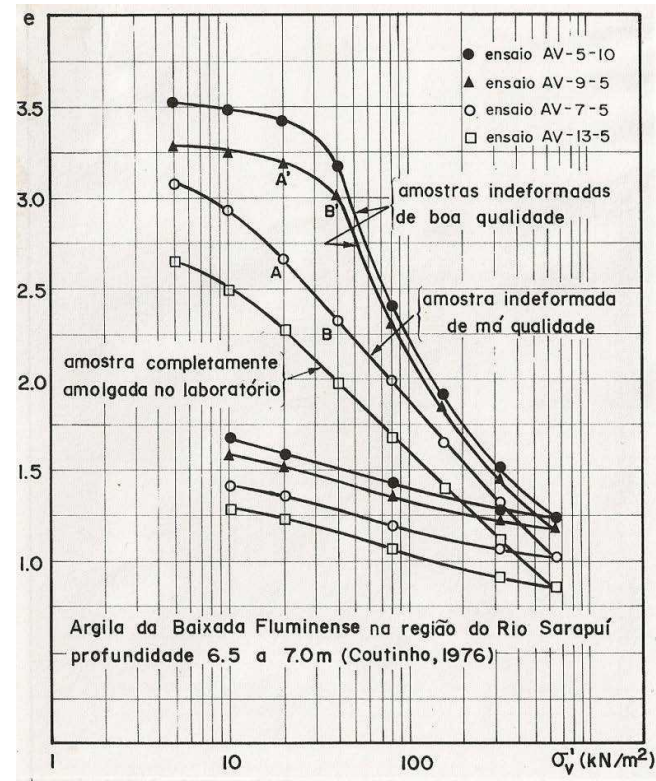
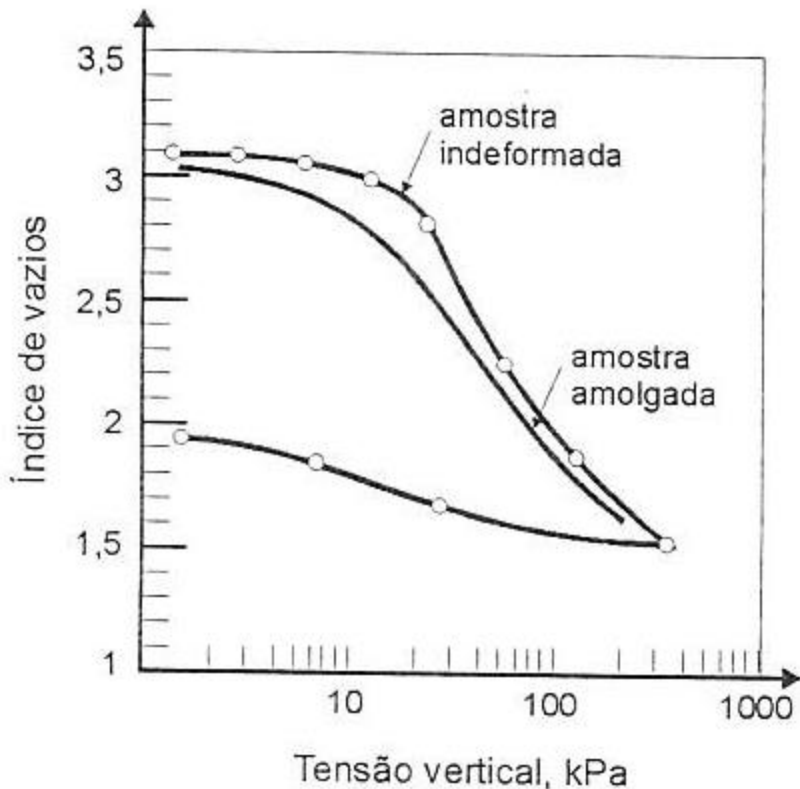
b) $\sigma'_{vo} < \sigma'_a \rightarrow$ o solo é sobreadensado. O solo esteve sujeito, no passado, a uma tensão superior à atual. O solo pode ser submetido a acréscimos de tensão sem que ocorra recalques elevados.

ANA: $RSA=1$

ASA: $RSA>1$

Efeito do amolgamento

O amolgamento da argila altera a curva e-log σ . A amostra mais indeformada apresenta uma tensão de pré-adensamento mais definida e o trecho de compressão virgem é curvo.



Coutinho, 1976

EVOLUÇÃO DOS RECALQUES COM O TEMPO

Resultado da Teoria de Terzaghi

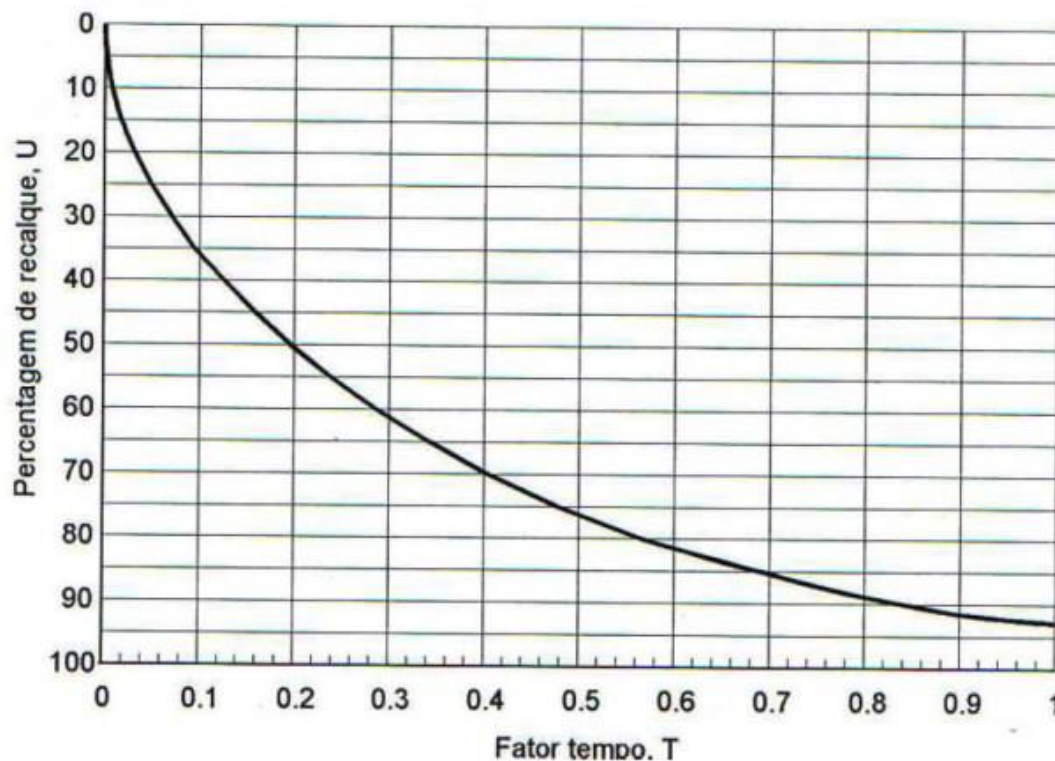
$$U = \frac{\rho}{\Delta H}$$

$$T = \frac{C_v t}{H_d^2}$$

U: porcentagem de adensamento adimensional

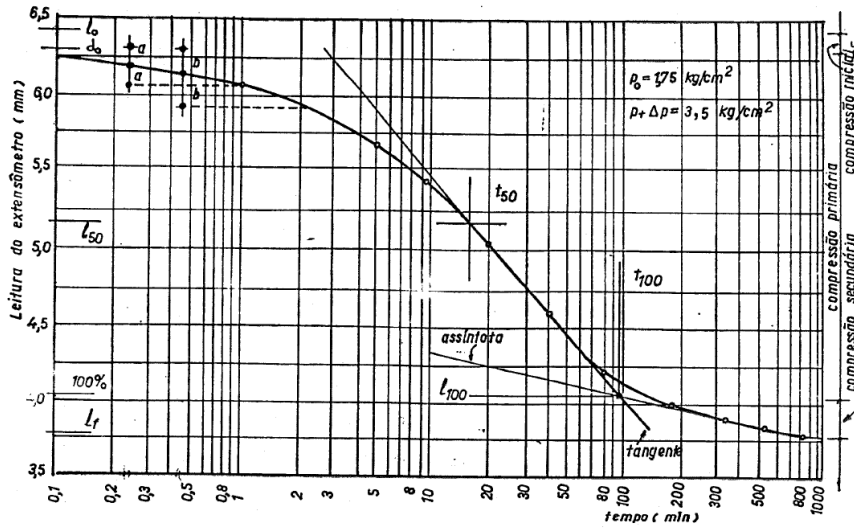
T: fator tempo, adimensional

C_v : coeficiente de adensamento, cm^2/s (depende das características da argila)



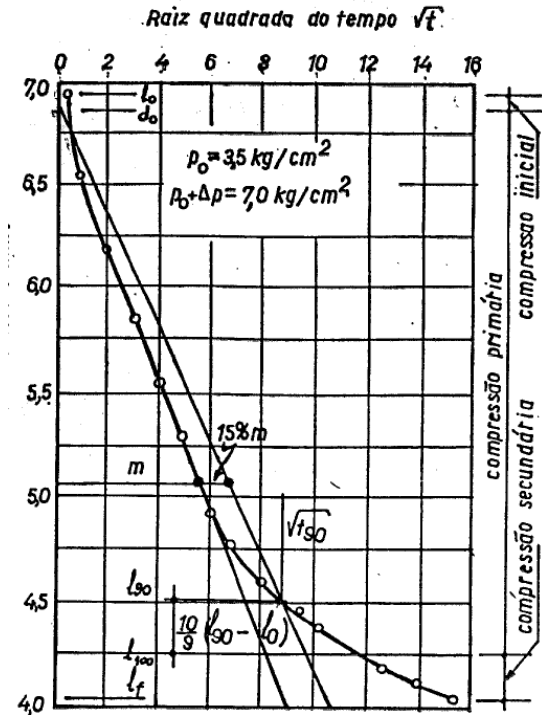
DETERMINAÇÃO DE C_v

Método de Casagrande



$$C_v = \frac{0,197H_d^2}{t_{50}}$$

Método de Taylor



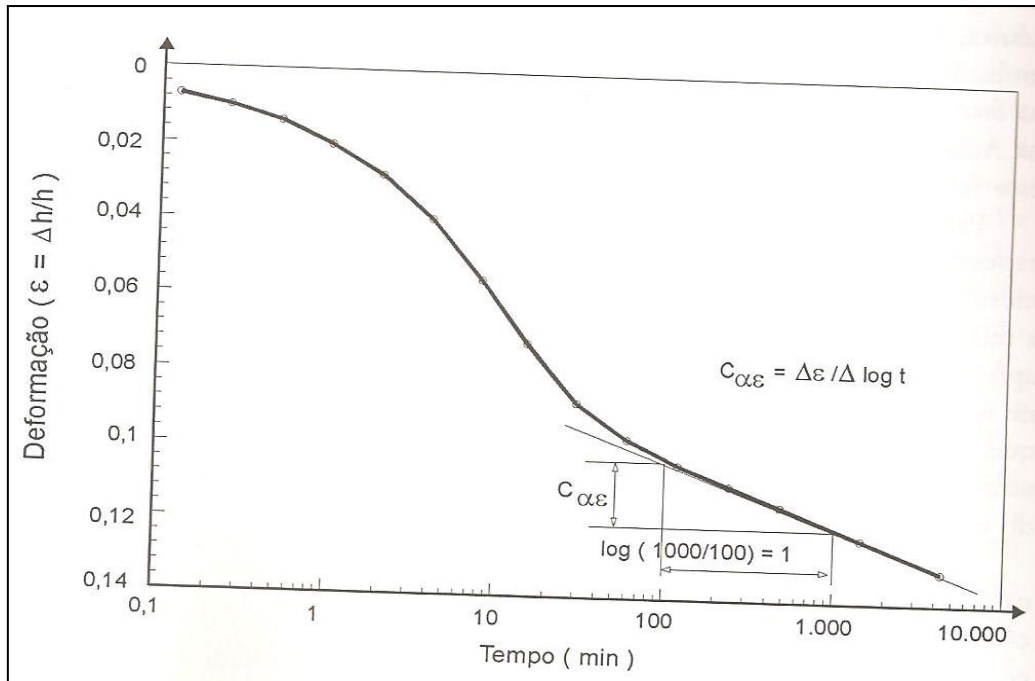
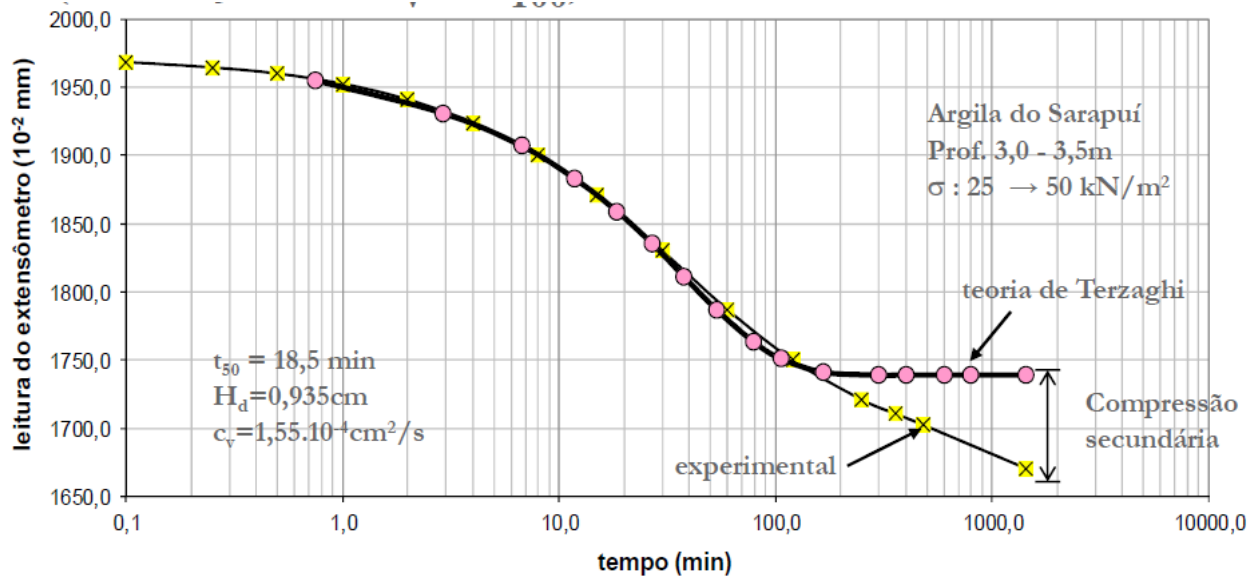
$$C_v = \frac{0,848H_d^2}{t_{90}}$$

Quanto maior C_v mais rápido é o adensamento.

Faixa de valores típicos de C_v (Lambe and Whitman, 1979)

Tipo de solo	Faixa de IP	C_v (cm²/s)
Argila de Alta plasticidade	> 25	10^{-5} a 10^{-4}
Argila de Média plasticidade	25-5	10^{-4} - 10^{-3}
Argila de Baixa plasticidade		10^{-3} - 10^{-2}
Silte	15 ou menos	$>10^{-2}$

Recalques por adensamento secundário:



$$C_{\alpha\varepsilon} = \frac{\Delta H / H_0}{\Delta \log_{10} t}$$

Valores de $C_{\alpha\varepsilon}$

0,5 a 3% em ANA

0,1% em ASA

4% ou mais em argilas orgânicas

RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DOS SOLOS

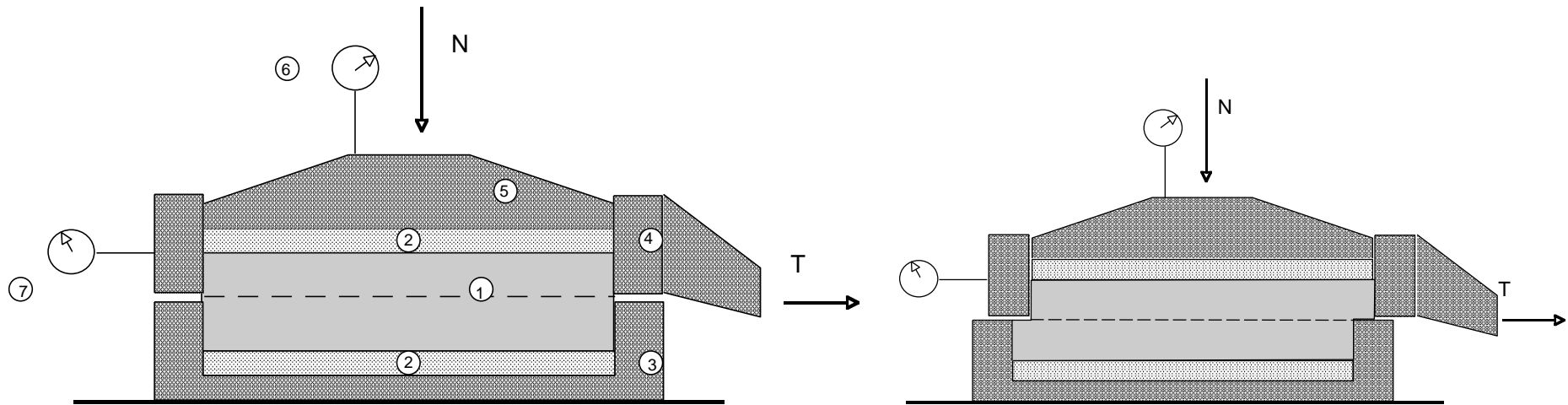
Ensaio de Cisalhamento Direto e Triaxiais

- Ângulo de atrito efetivo de areias (ϕ')
- Ângulo de atrito e coesão efetivas de argilas (ϕ' e c')
- Coesão não drenada de argilas (S_u)

Equação genérica para a resistência ao cisalhamento pode ser escrita como:

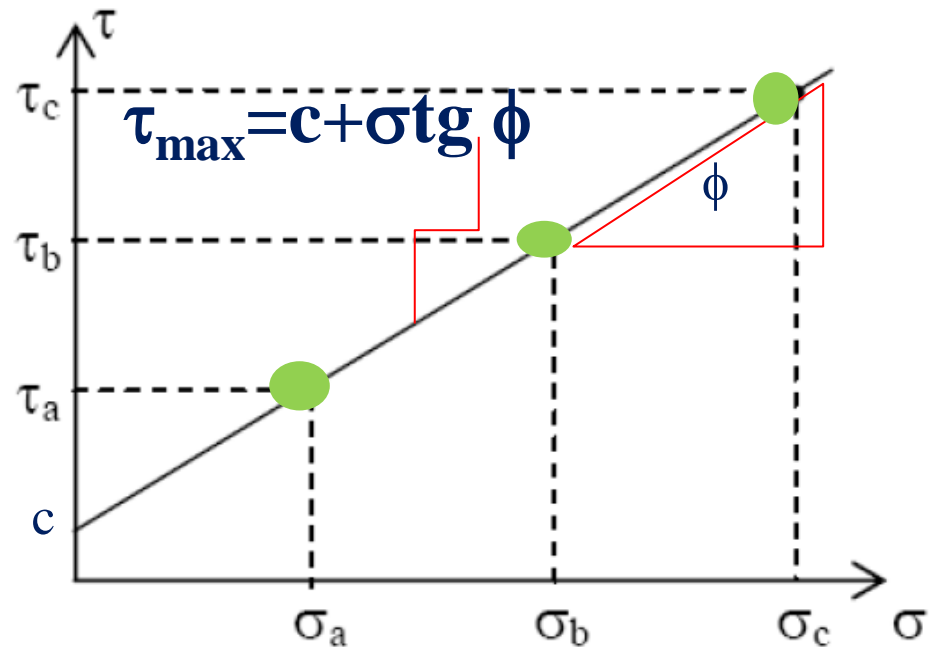
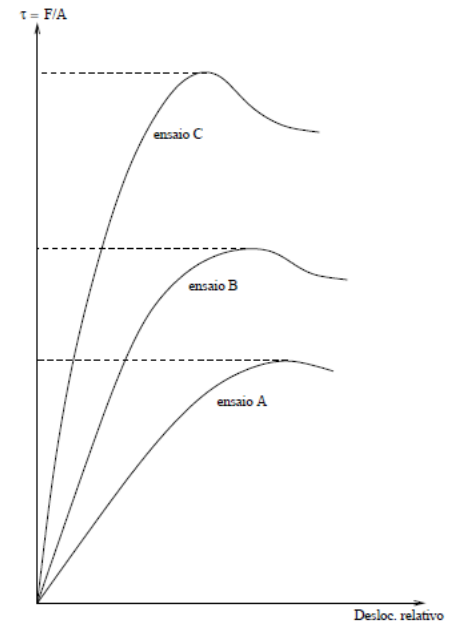
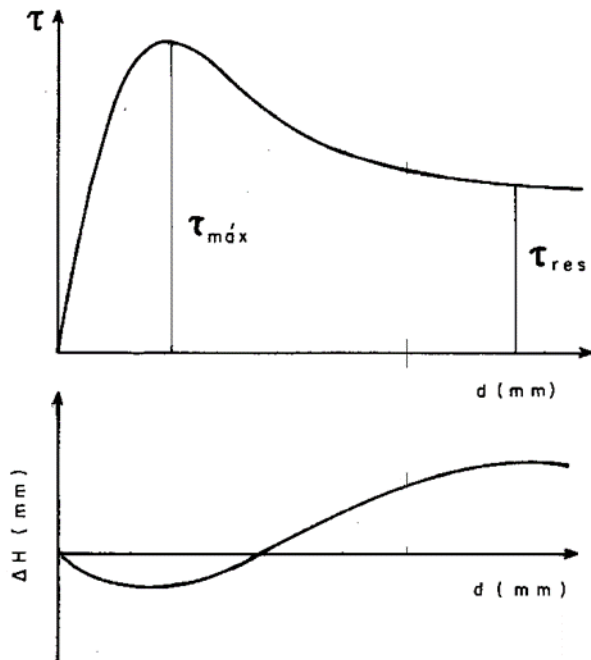
$$\tau_{\max} = c + \sigma \tan \phi$$

ENSAIO DE CISALHAMENTO DIRETO

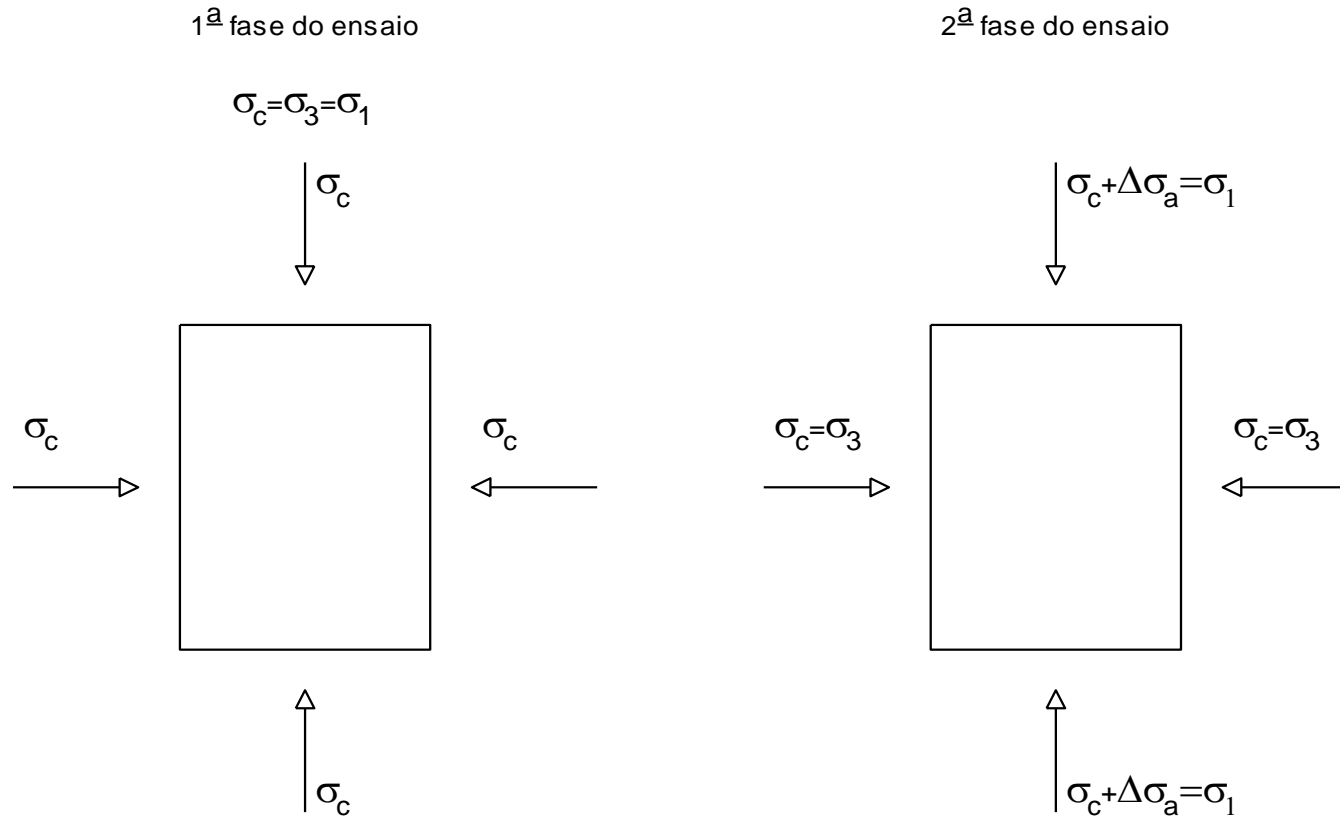


Resultado do Ensaio de Cisalhamento Direto

Três corpos de prova ensaiados em diferentes tensões normais



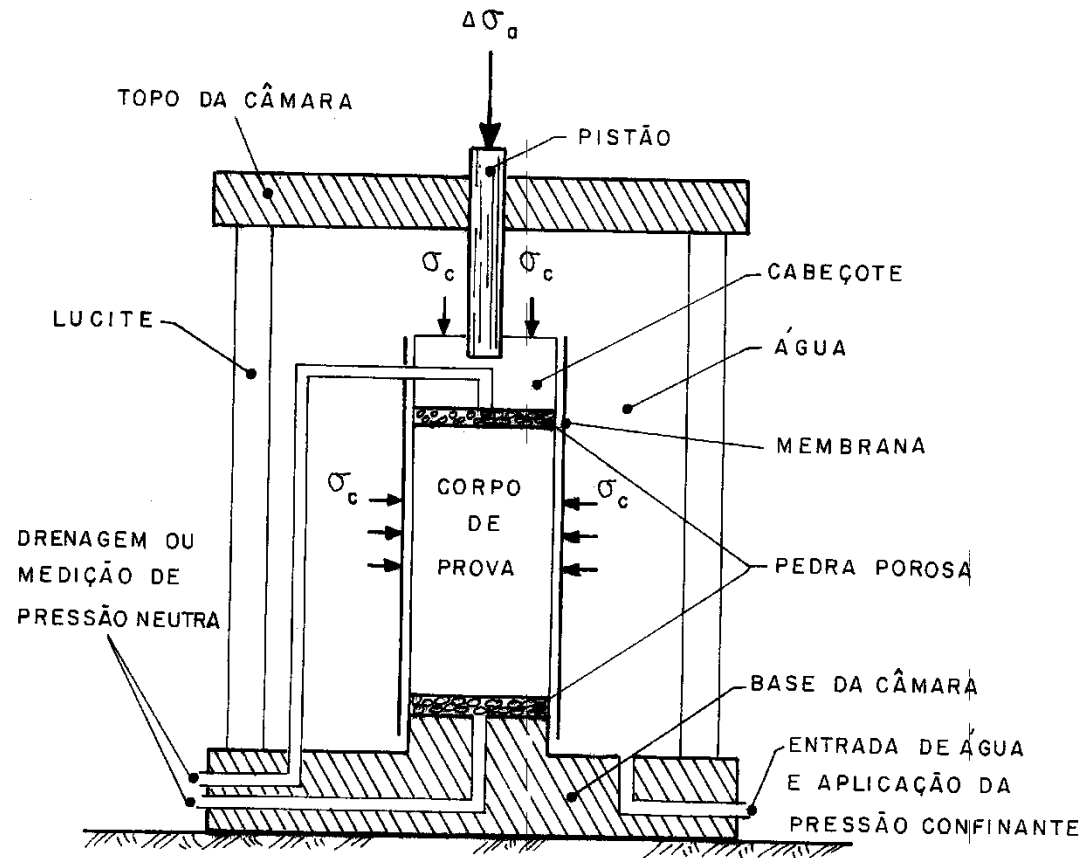
ENSAIO DE COMPRESSÃO TRIAXIAL



Fase 1:
Aplicação da pressão confinante

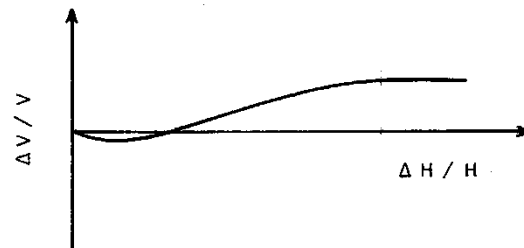
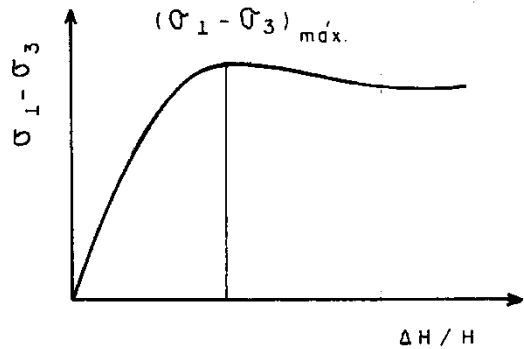
Fase 2:
Aplicação do acréscimo de tensão axial
Ou fase de ruptura

CÂMARA TRIAXIAL

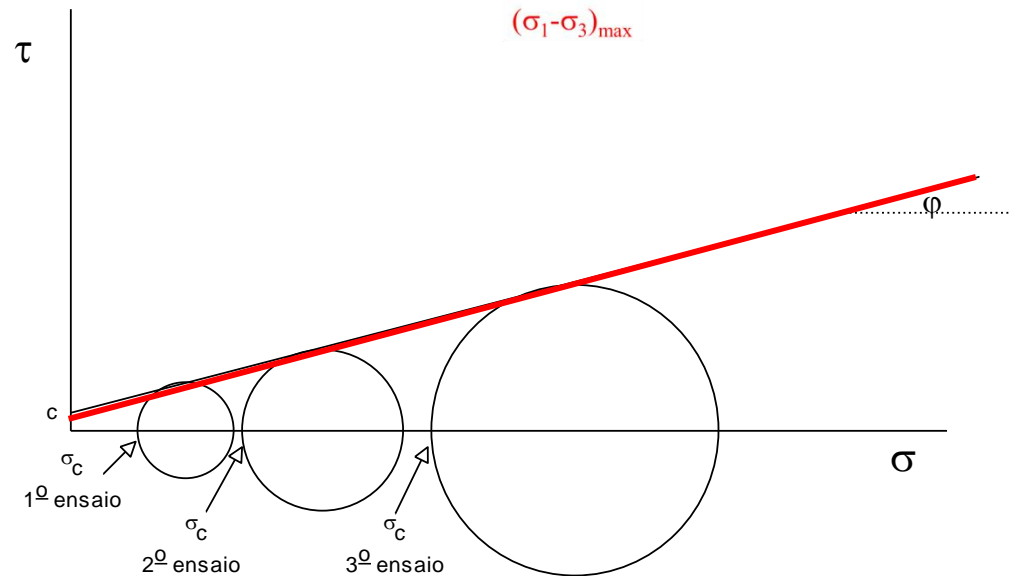
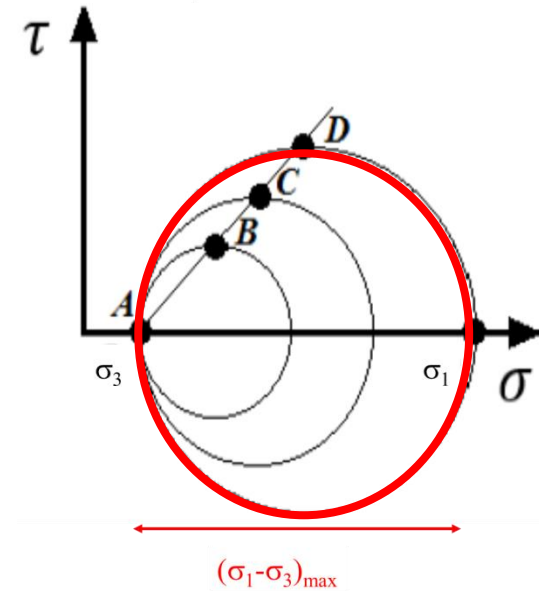




Resultado do Ensaio de Compressão Triaxial

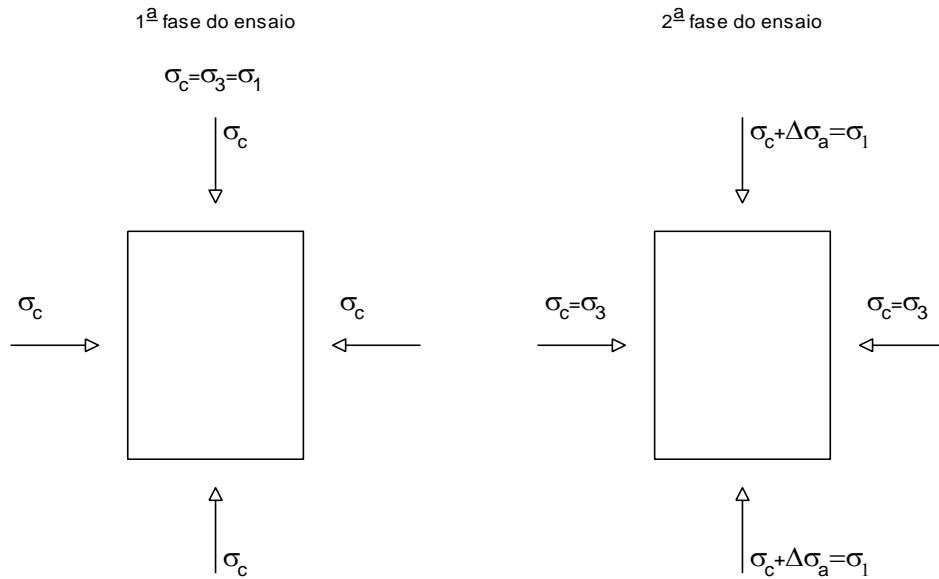


Resultado de um ensaio triaxial realizado numa determinada pressão confinante

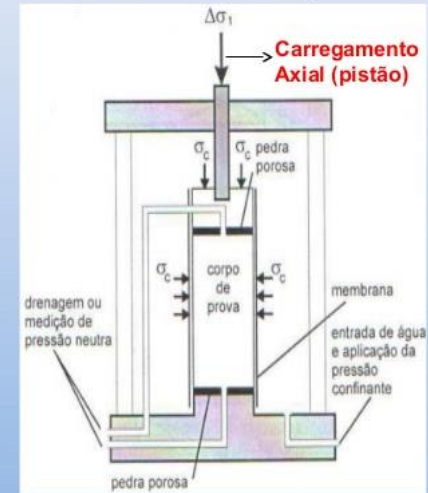


Circulos de Mohr na ruptura correspondentes a 3 corpos de prova com diferentes pressões confinantes

Tipos de Ensaio de Compressão Triaxial



Corpo de prova dentro de uma câmara de ensaio, submetido às tensões de confinamento e axial



Ensaio não adensado não drenado (UU)– aplicação da pressão confinante: sem drenagem. Carregamento axial (ruptura): sem drenagem

Ensaio adensado não drenado (CIU)– Aplicação da pressão confinante: com drenagem. Carregamento axial (ruptura): sem drenagem

Ensaio adensado drenado (CID)– Aplicação da pressão confinante: com drenagem. Carregamento axial (ruptura): com drenagem

Comparação entre os ensaios triaxiais e os ensaios de cisalhamento direto

Vantagens do cisalhamento direto:

- ✓ Simplicidade
- ✓ Facilidade de execução

Vantagens do triaxial:

- ✓ Estado de tensões conhecido
- ✓ Controle da drenagem
- ✓ Sem restrição quanto ao plano de ruptura

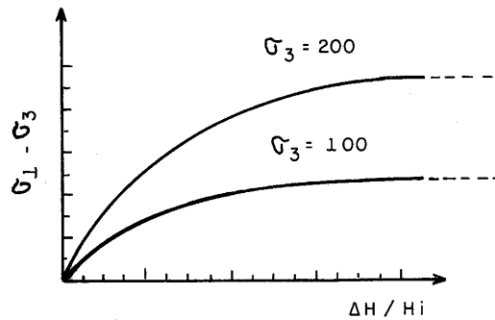
RESISTÊNCIA DAS AREIAS

- Sempre surgem pressões neutras num solo quando nele se aplica qualquer tipo de carregamento.
- Areias apresentam permeabilidade muito alta → facilidade de drenagem → a dissipação das pressões neutras se dá muito rapidamente.
- Para simular as condições de campo, a resistência das areias é determinada em ensaios drenados (cisalhamento direto ou triaxiais adensados drenados).

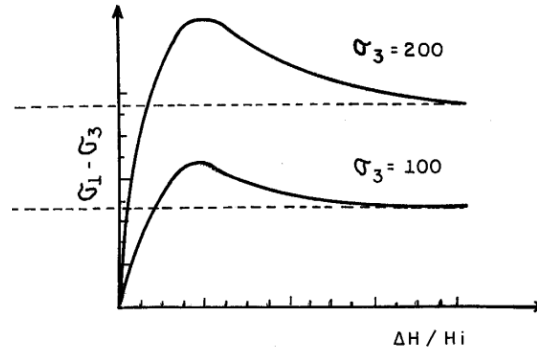
Envoltória de Resistência de Areias

AREIA FOFA

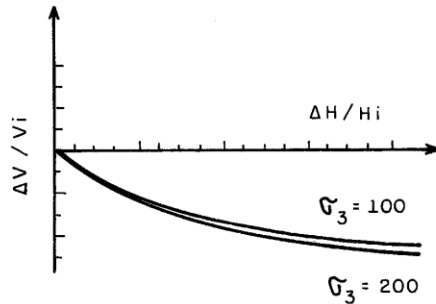
AREIA COMPACTA



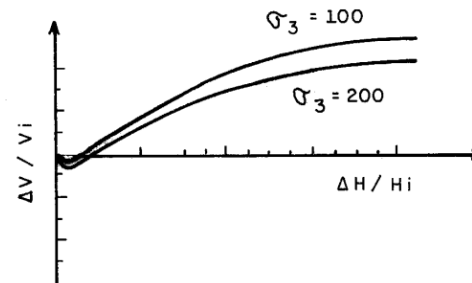
(a)



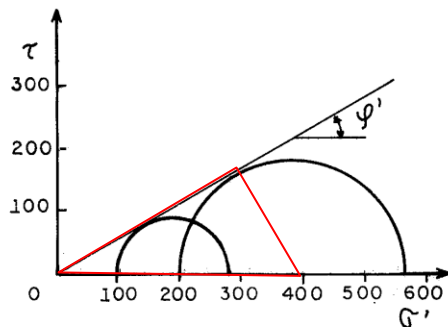
(d)



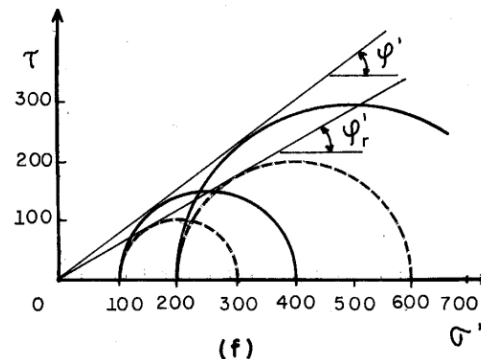
(b)



(e)



(c)



(f)

Areia fofa:

- ✓ Máxima resistência a grandes deformações.
- ✓ Diminui de volume no cisalhamento

Areia compacta:

- ✓ Máxima resistência a pequenas deformações (resistência de pico).
- ✓ Aumenta de volume no cisalhamento

$$\tau_{\max} = \sigma' \operatorname{tg} \phi'$$

$$\phi'_{\text{c}} > \phi'_{\text{f}}$$

$$\phi'_{\text{c, res}} = \phi'_{\text{f}}$$

RESISTÊNCIA DAS AREIAS

$$\tau_{\max} = \sigma' \operatorname{tg} \varphi'$$

Fatores que afetam o ângulo de atrito das areias

Compacidade

Distribuição granulométrica

Formato dos grãos

Valores típicos de ângulos de atrito internos de areia

	Compacidade	
	fofa	compacta
Areias bem graduadas		
de grãos angulares	37°	47°
de grãos arredondados	30°	40°
Areias mal graduadas		
de grãos angulares	35°	43°
de grãos arredondados	28°	35°

RESISTÊNCIA DAS ARGILAS

As argilas se diferenciam das areias por duas características principais:

- ❑ A permeabilidade da argila é muito menor que a permeabilidade da areia (~1 milhão de vezes menor).
- ❑ Argilas apresentam tensão de pré-adensamento, o que não ocorre com areias. Tem-se em argilas dois universos muito distintos de comportamento:
 - abaixo da tensão de pré-adensamento (argila sobreadensada) e
 - acima da tensão de pré-adensamento (argila normalmente adensada).

EFEITO DA PERMEABILIDADE

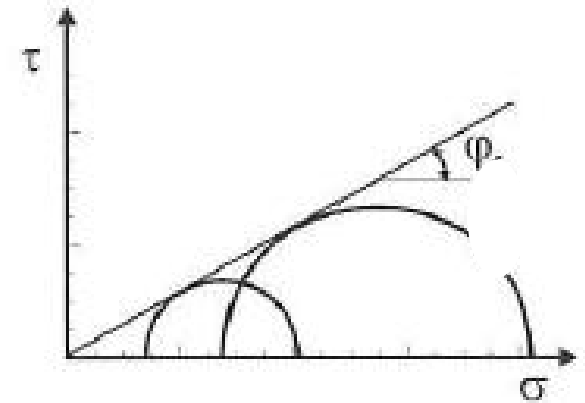
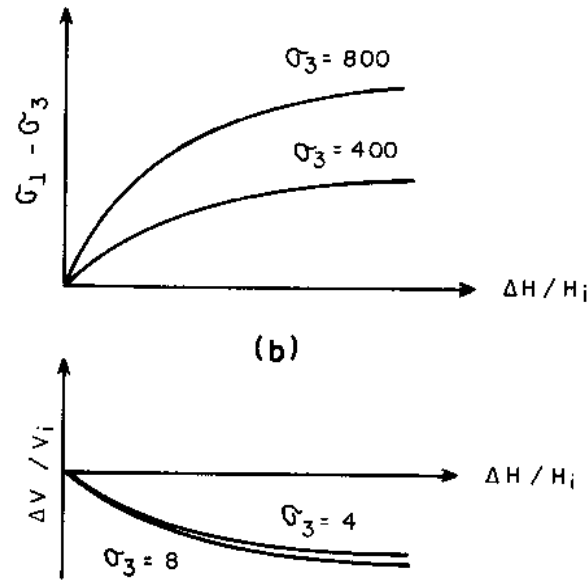
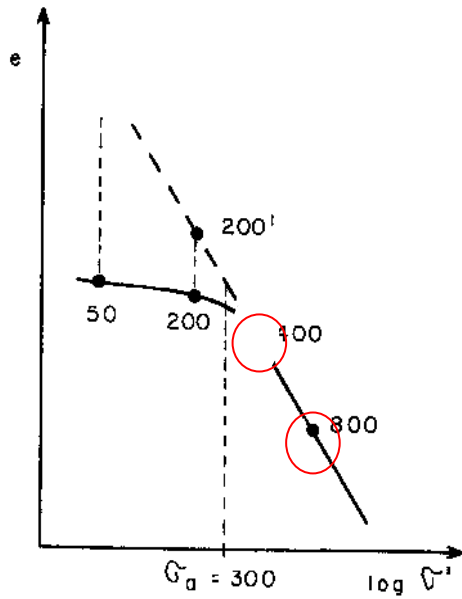
- Sempre surgem pressões neutras num solo quando nele se aplica qualquer tipo de carregamento.
- Argilas apresentam baixíssima permeabilidade → drenagem muito lenta → a dissipação das pressões neutras se dá muito lentamente, muito tempo após a aplicação do carregamento.
- Duas condições para análise da estabilidade:
 - ✓ em termos de carregamento drenado, simulando condição a muito longo prazo,
 - ✓ em termos de carregamento não drenado, situação que ocorre logo após o período construtivo.

**ANÁLISE A LONGO PRAZO
RESISTÊNCIA DAS ARGILAS DRENADAS**

EFEITO DA TENSÃO DE PRÉ-ADENSAMENTO

- Vamos admitir que uma argila presente no campo $\sigma_a = 300 \text{ kPa}$
- Em laboratório é submetida a ensaios triaxiais adensados drenados com pressões confinantes de $\sigma_c = 50 \text{ kPa}$; 200 kPa ; 400 kPa e 800 kPa .
 - Nos ensaios com pressões confinantes de $\sigma_c = 400 \text{ kPa}$ e 800 kPa a argila apresenta $RSA = 1$ (ANA)
 - Nos ensaios com pressões confinantes de $\sigma_c = 50 \text{ kPa}$ e 200 kPa , a argila apresenta $RSA = 300/50 = 6$ e $RSA = 300/200 = 1,5$ (ASA)

Resultados dos ensaios adensados drenados com de $\sigma_c = 400$ kPa e 800 kPa – RSA=1 (ANA)



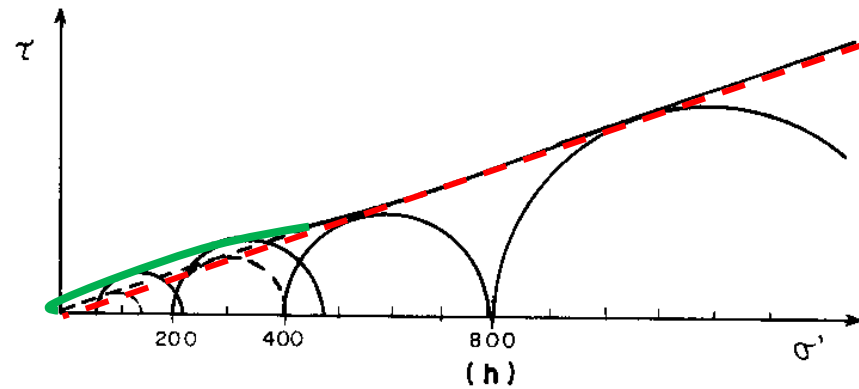
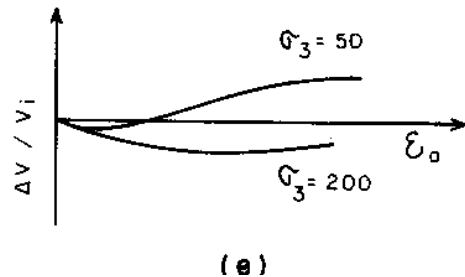
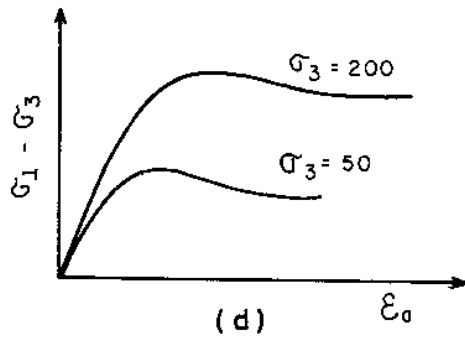
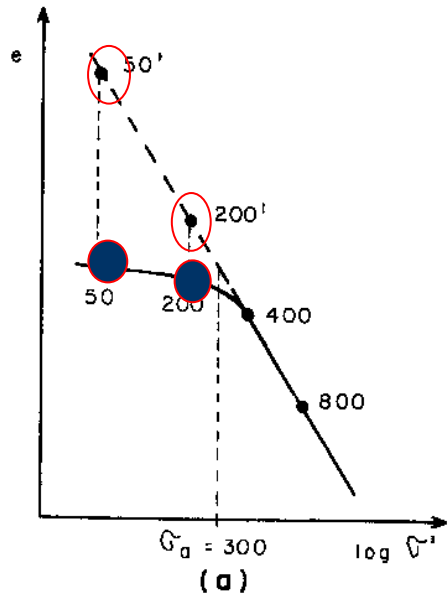
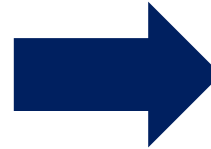
$$\tau_{\max} = \sigma' \operatorname{tg} \phi'$$

- ✓ Máxima resistência a grandes deformações.
- ✓ Diminui de volume no cisalhamento

comportamento das argilas normalmente adensadas: semelhante ao das areias fofas

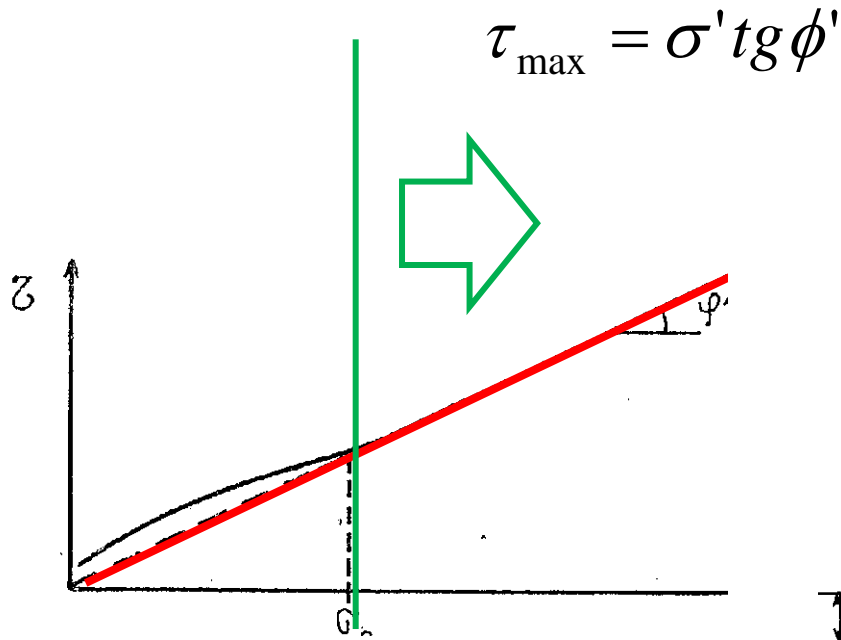
Resultados dos ensaios adensados drenados com $\sigma_c = 50$ kPa e 200 kPa (RSA > 1)

Na mesma σ_c : $(\sigma_1 - \sigma_3)_{ASA} > (\sigma_1 - \sigma_3)_{ANA}$
 $e_{ASA} < e_{ANA}$

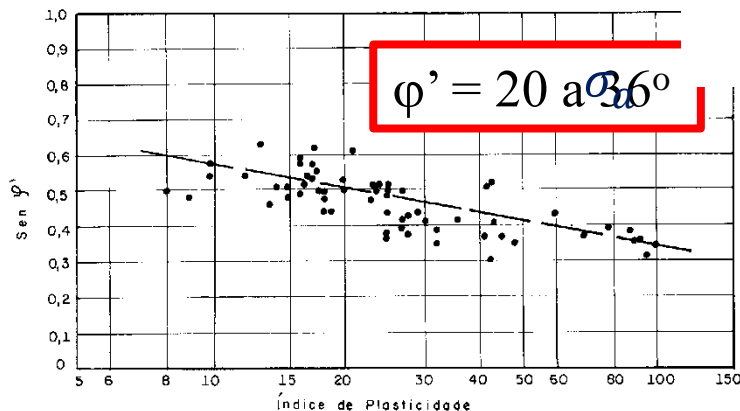
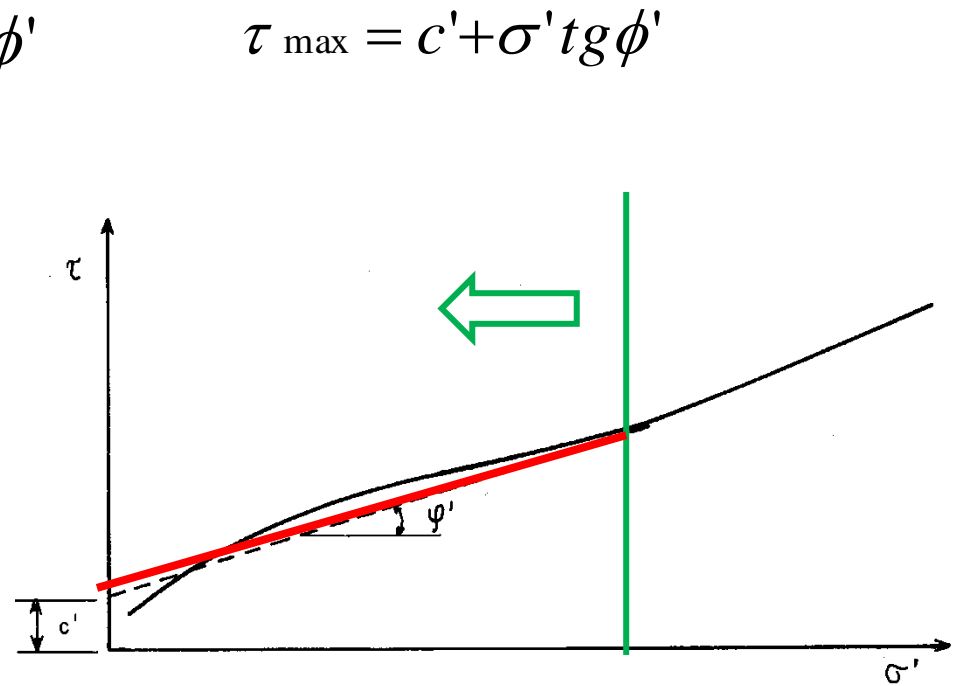


comportamento das argilas sobreadensadas: semelhante ao das areias compactas

RESISTÊNCIA DAS ARGILAS DRENADAS ACIMA DA TENSÃO DE PRÉ-ADENSAMENTO



RESISTÊNCIA DAS ARGILAS DRENADAS ABAIXO DA TENSÃO DE PRÉ-ADENSAMENTO (SOBREADENSADAS)

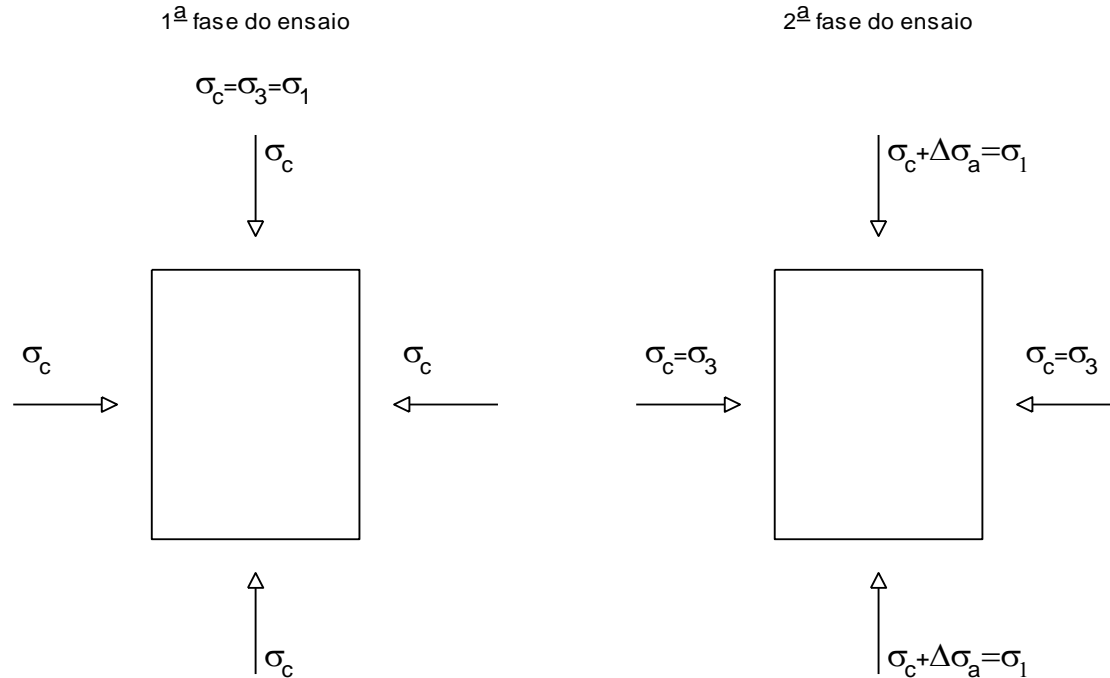


$c' = f(\sigma'_a)$

OBTENÇÃO DA ENVOLTÓRIA DE RESISTÊNCIA DRENADA POR MEIO DE ENSAIOS ADENSADOS NÃO DRENADOS

- A obtenção, para argilas, da envoltória drenada de resistência, por meio de ensaios adensados drenados, é extremamente demorada (vários dias ou até semanas).
- Felizmente, essa envoltória pode também ser obtida por meio de ensaios adensados não drenados, cuja fase de carregamento axial é bem menos demorada (algumas horas)

ENSAIOS TRIAXIAIS ADENSADOS NÃO DRENADOS



1ª fase: com drenagem (com variação de volume). O corpo sofre adensamento sob a pressão confinante.

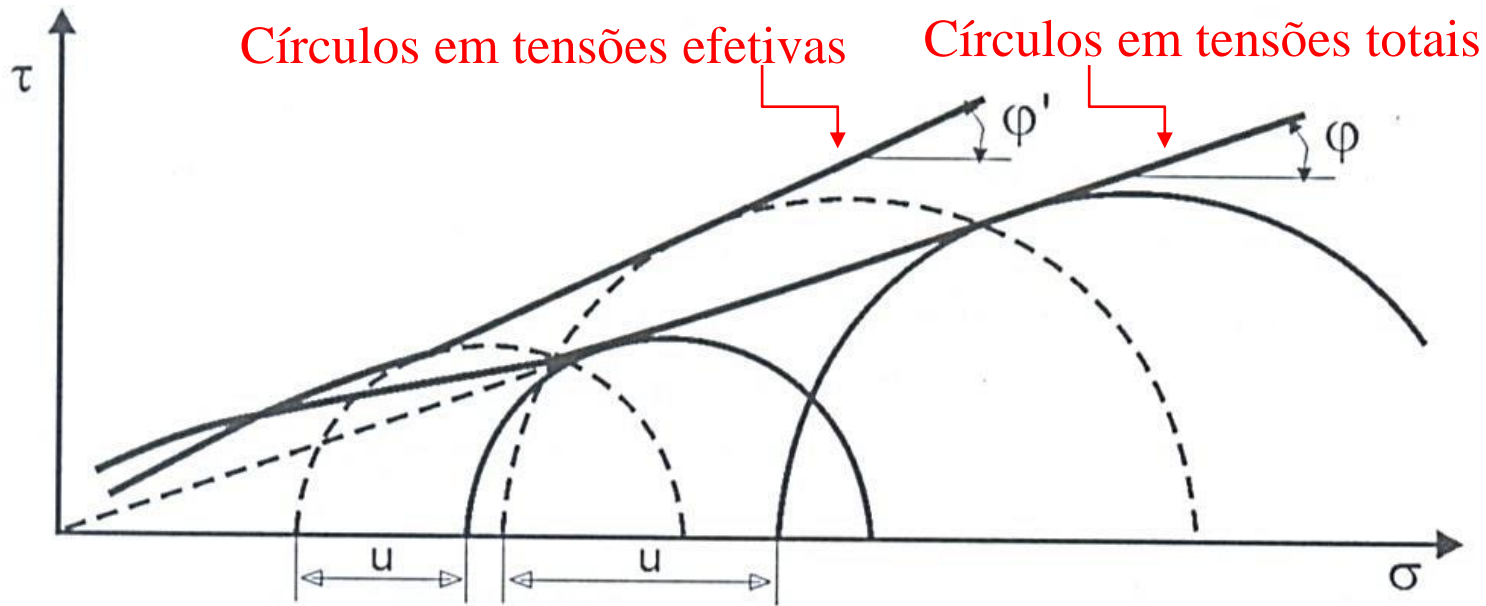
2ª fase: sem drenagem (sem variação de volume). Pode-se ler as pressões neutras que se desenvolvem no corpo de prova.



ENVOLTÓRIAS DE RESISTÊNCIA EM ENSAIOS TRIAXIAIS ADENSADOS NÃO DRENADOS

Ensaio adensados não drenados apresentam duas envoltórias de resistência:

- Envoltória aos círculos em tensões totais
- Envoltória aos círculos em tensões efetivas



A envoltória em tensões efetivas dos ensaios adensados não drenados é a mesma da dos ensaios adensados drenados.

Independentemente do tipo de ensaio, a envoltória efetiva de resistência da argila é única.

Portanto para se obter a envoltória drenada, basta realizar ensaios adensados não drenados e desenhar os círculos em tensões efetivas.



Envoltória efetiva = Envoltória drenada

Na prática quase não são feitos ensaios adensados drenados em argilas uma vez que são ensaios muito demorados.

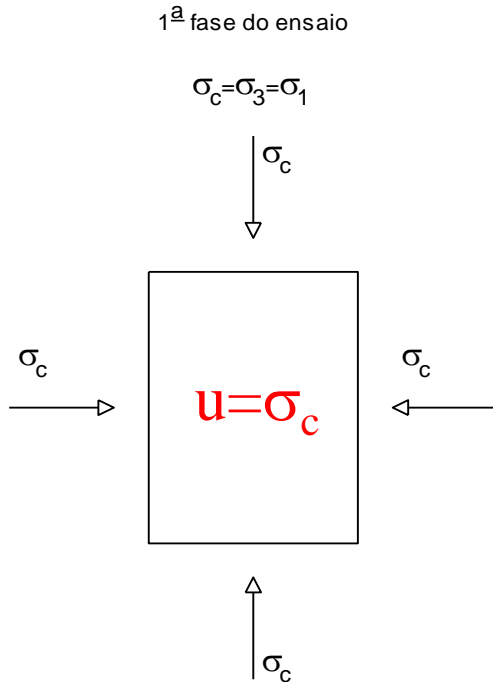
**ANÁLISE LOGO APÓS O PERÍODO CONSTRUTIVO -
RESISTÊNCIA DAS ARGILAS SATURADAS EM
CONDIÇÃO NÃO DRENADA**

Se estivermos interessados em avaliar a segurança de uma obra ao final do período construtivo, a análise deverá ser feita para uma condição de carregamento não drenada.

O comportamento não drenado das argilas pode ser estudado utilizando ensaios

- triaxiais não adensados não drenados,
- ensaios de compressão simples
- triaxiais adensados não drenados

O que ocorre no solo quando se aplicam acréscimos de tensão isotrópicos (de igual valor nas três direções principais) num corpo de prova saturado, sendo impedida a drenagem?

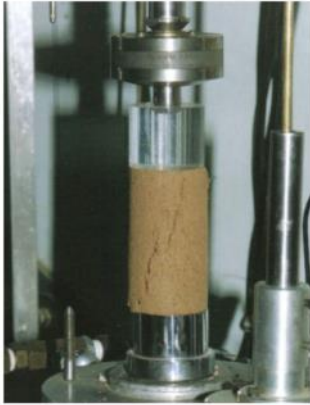


Devido a baixíssima compressibilidade da água que está ocupando todo o volume de vazios, surge, devido ao carregamento, uma pressão neutra de valor igual ao acréscimo de tensão.

De forma análoga, quando há uma redução isotrópica de tensão num solo saturado, sem possibilidade de drenagem, ocorre uma redução na pressão neutra de igual valor.

Em nenhum dos dois casos há mudança na tensão efetiva, a menos que se permita a drenagem do solo.

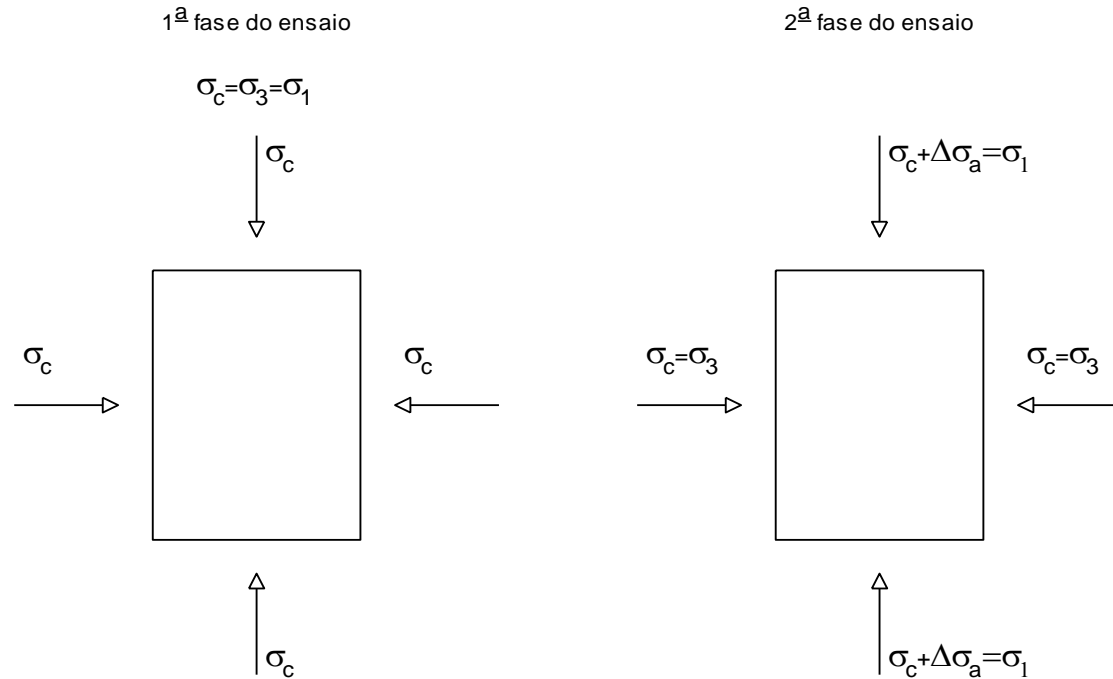
Ensaio de Compressão Simples



Admite-se que na coleta da amostra não houve alteração na tensão efetiva do solo, somente variação da pressão neutra. Portanto, ao romper o corpo de prova, será determinada a resistência não drenada que a amostra apresenta no campo naquela profundidade.

A ruptura deve ser feita rapidamente, para impedir a drenagem do corpo de prova.

Resistência Não Drenada a Partir de Ensaio Triaxiais Não Adensados Não Drenados



1ª fase: sem drenagem (sem variação de volume). Pode-se ler as pressões neutras que se desenvolvem no corpo de prova.

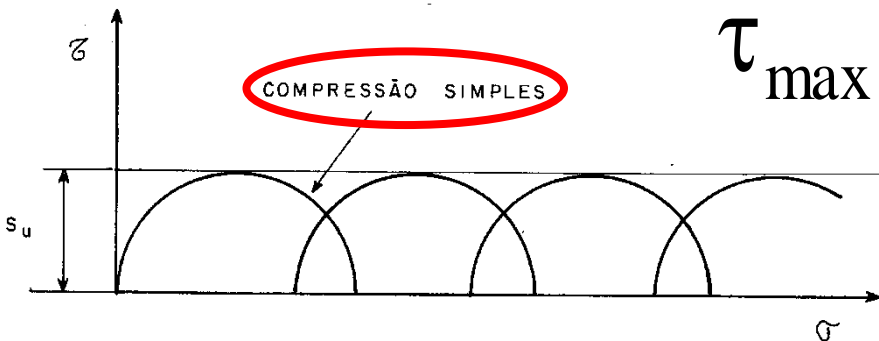
2ª fase: sem drenagem (sem variação de volume). Pode-se ler as pressões neutras que se desenvolvem no corpo de prova.

Também nestes ensaios admite-se que as tensões efetivas atuantes no corpo de prova após a aplicação da pressão confinante sejam as mesmas que atuavam no campo, pois todo o acréscimo de confinamento foi para a pressão neutra.

Assim, ao serem submetidos a carregamento axial sem drenagem, todos os corpos de prova estão sob a mesma pressão confinante efetiva e todos apresentarão a mesma resistência.

Os círculos de Mohr em tensões totais terão os mesmos diâmetros, e a envoltória será uma reta horizontal.

A resistência não drenada no campo será igual a obtida nos ensaios pois a tensão efetiva média é a mesma.



$$\tau_{\max} = s_u$$

Coessão não drenada

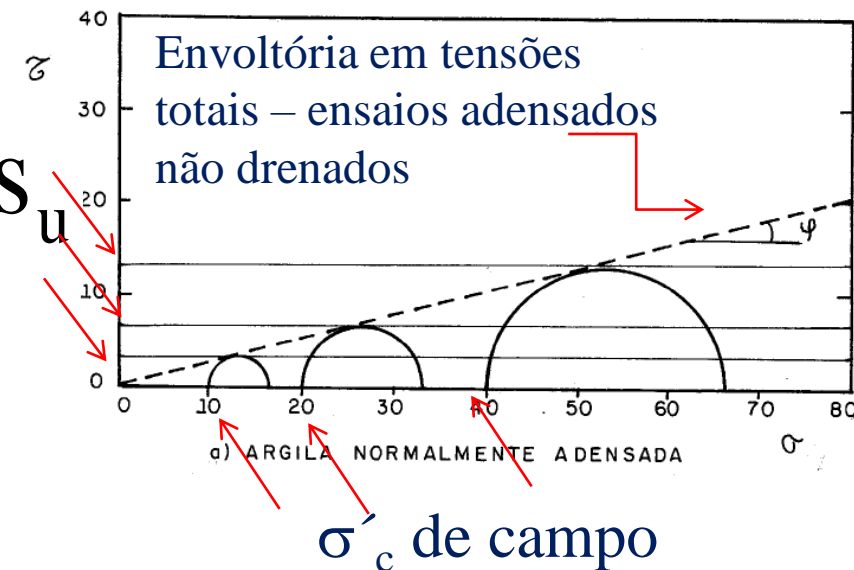
$$s_u = (\sigma_1 - \sigma_3) / 2$$

Resistência não drenada a partir de ensaios triaxiais adensados não drenados

Em ensaios triaxiais não adensados não drenados, em amostras saturadas, a tensão confinante efetiva após a aplicação da pressão confinante é igual à média das tensões principais efetivas que existiam no terreno.

Portanto, o ensaio adensado não drenado com pressão confinante igual a pressão efetiva da amostra no campo, apresenta resultado igual ao dos ensaios não adensados não drenados.

Cada ensaio adensado não drenado indica a resistência não drenada (S_u) para o estado de tensões efetivas correspondente à tensão confinante do ensaio.



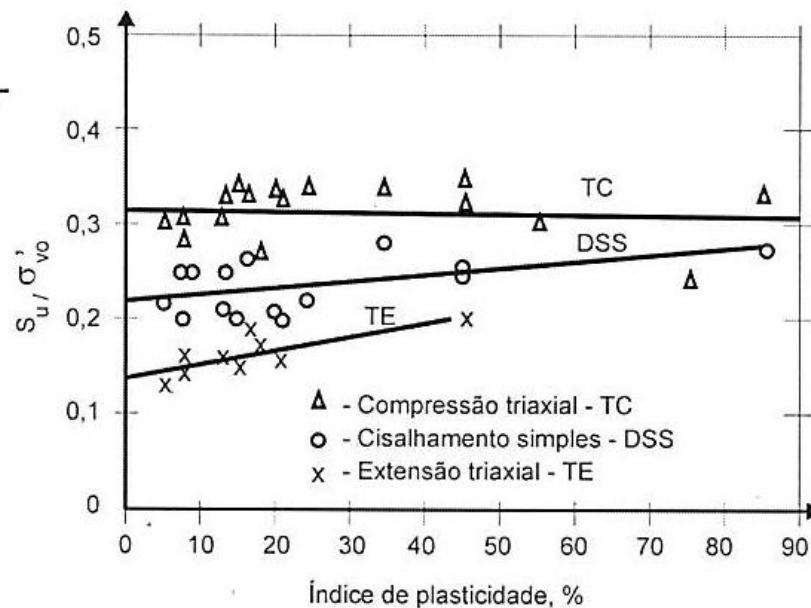
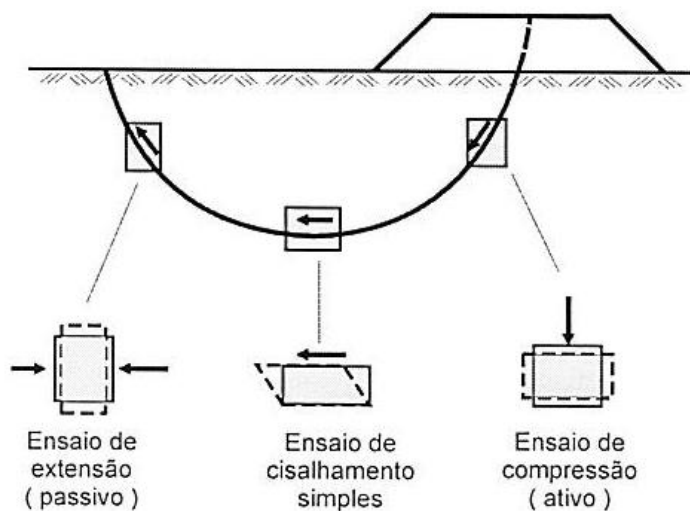
Ensaio triaxial adensado não drenado permite obter a envoltória efetiva e a variação de S_u com a profundidade.

$$\frac{S_u}{\sigma'_0} = RR_{na}$$

constante para um determinado solo normalmente adensado

Fatores que afetam S_u :

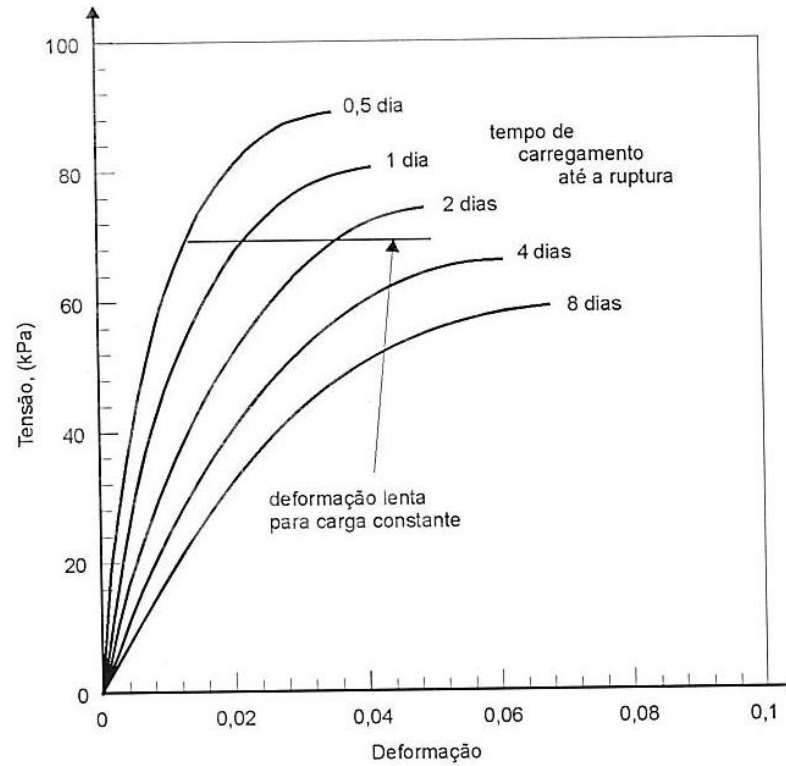
- 1) amostragem (resistência é menor),
- 2) tempo de estocagem (quanto maior o tempo, menor a resistência)
- 3) anisotropia



Para projeto, deve-se considerar uma média das três situações.

Fatores que afetam S_u :

4) tempo de ruptura (quanto mais lento, menor a resistência).



Comparação entre os diversos tipos de ensaios

Compressão Simples – muito afetado pela amostragem, pela estocagem e pela velocidade de ruptura.

Triaxiais não adensados não drenados: somente são melhores porque não precisam ser feitos tão rapidamente.

Os ensaios adensados não drenados são os mais indicados pois os corpos de prova são submetidos a adensamento nas pressões de campo e também permitem determinar a razão de resistência.

$$\frac{s_u}{\sigma_0} = RR_{na} \quad \text{e o expoente } m \text{ da equação}$$

$$\left(\frac{s_u}{\sigma_0'} \right)_{s.a.} = RR_{n.a.} \cdot \left(\frac{\sigma_a'}{\sigma_0'} \right)^m$$

Lembrar entretanto que a resistência não drenada a compressão é maior que à extensão e que casos reais de solicitação envolvem situações dos dois tipos.

Correlações muito confiáveis entre s_u e a tensão de pré-adensamento:

Mesri (1975) sugere:

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

Mayne e Mitchell (1988) propuseram

$$\sigma_a = 7,04s_u^{0,83}$$

Jamiolkowski e Ladd (1975) sugere:

$$\frac{(s_u)_{proj}}{\bar{\sigma}_0} = (0,23 \pm 0,04) \cdot (RSA)^{0,8} \qquad \left(\frac{s_u}{\sigma_0} \right)_{s.a.} = \left(\frac{s_u}{\sigma_0} \right)_{n.a.} \cdot (RSA)^m$$

Se houver limitação da disponibilidade de ensaios a fazer, o ensaio para determinar a resistência não drenada dos solos deixa de ser um ensaio de resistência e passa a ser o ensaio de adensamento.

(Sousa Pinto, 2006)

Argilas –Análise drenada ou Análise não drenada?

Condição crítica (menor fator de segurança)

Argila normalmente adensada e levemente sobreadensada: final do período construtivo

Argila muito sobreadensada: a longo prazo

PARÂMETROS DE DEFORMABILIDADE

Teoria da Elasticidade

Módulo de Elasticidade

$$E = \sigma / \varepsilon$$

Módulo de Cisalhamento

$$G = \tau / \gamma$$

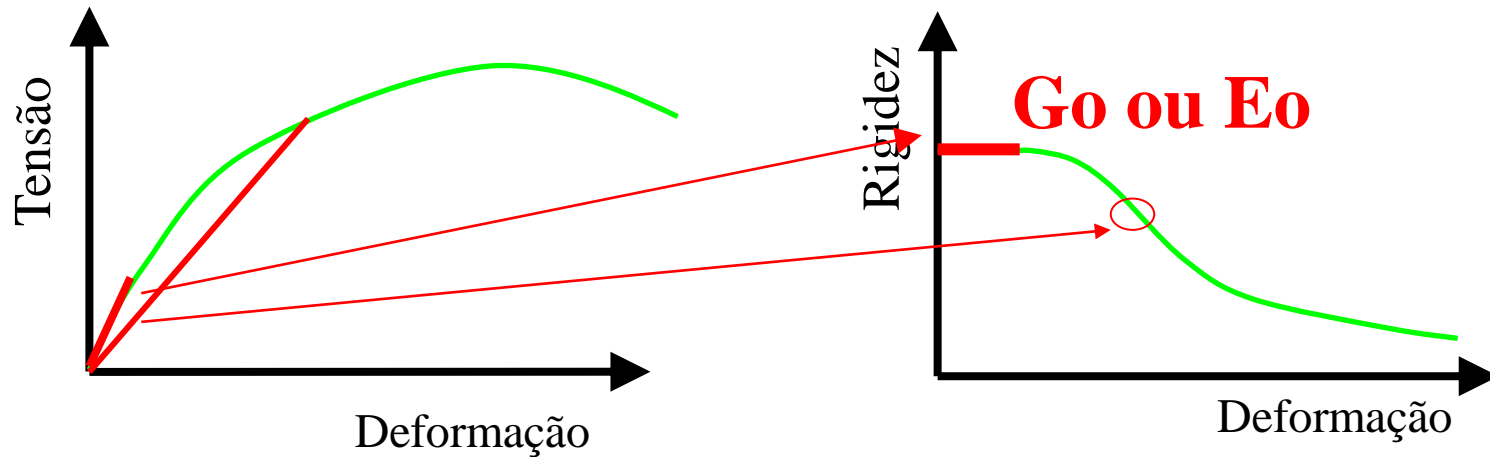
Coefficiente de Poisson

$$\nu = -\varepsilon_x / \varepsilon_z$$

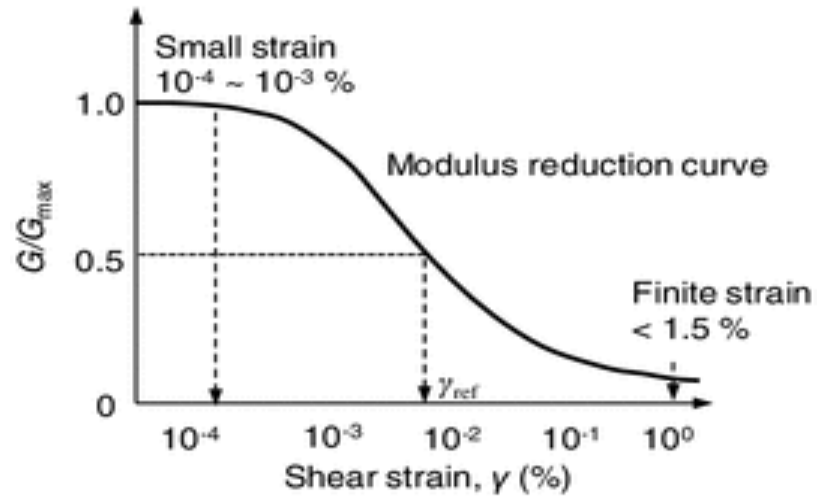
$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)}$$

$\left\{ \begin{array}{l} \nu \sim 0,2 \text{ a } 0,3 \text{ para carregamentos drenados} \\ \nu = 0,5 \text{ para carregamentos não drenados} \end{array} \right.$

A rigidez do solo é altamente não linear!



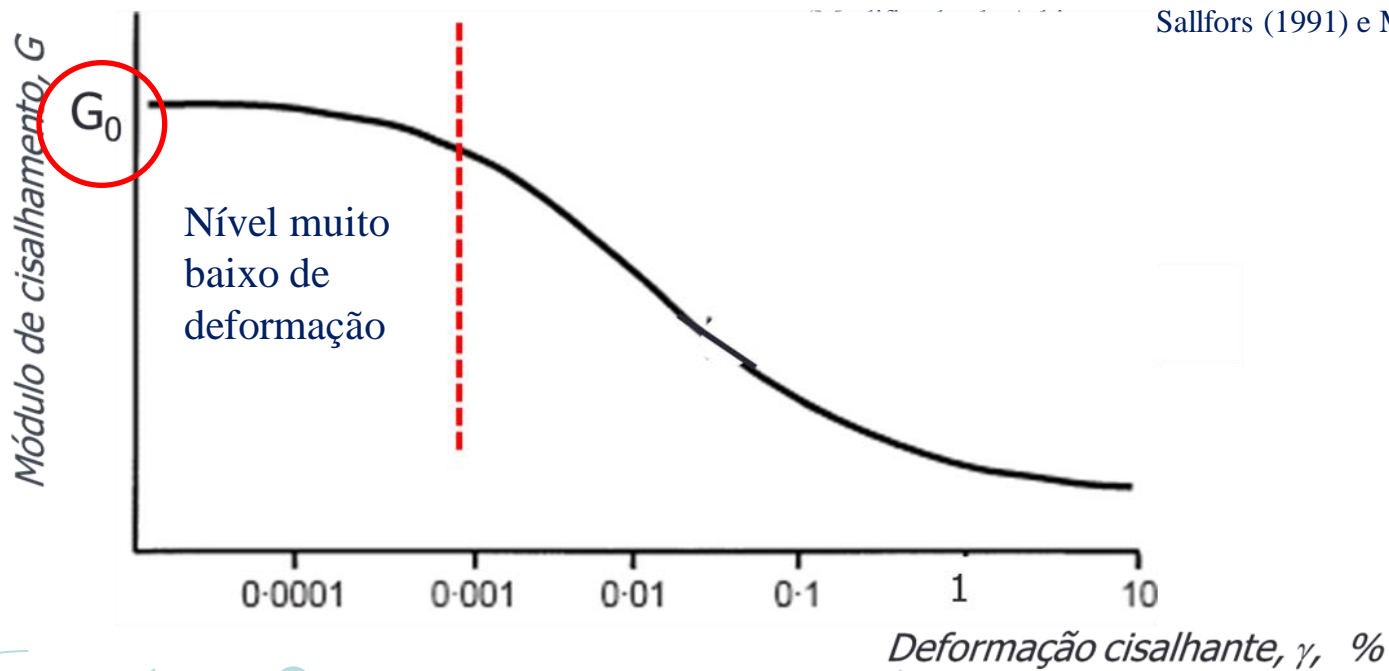
Módulo normalizado
 G/G_{max} - Deformação



(b)

Variação de G com a deformação cisalhante

Sallfors (1991) e Mair (1993))



Campo

Ensaio sísmicos

pressiômetro

Bender elements

Coluna ressonante

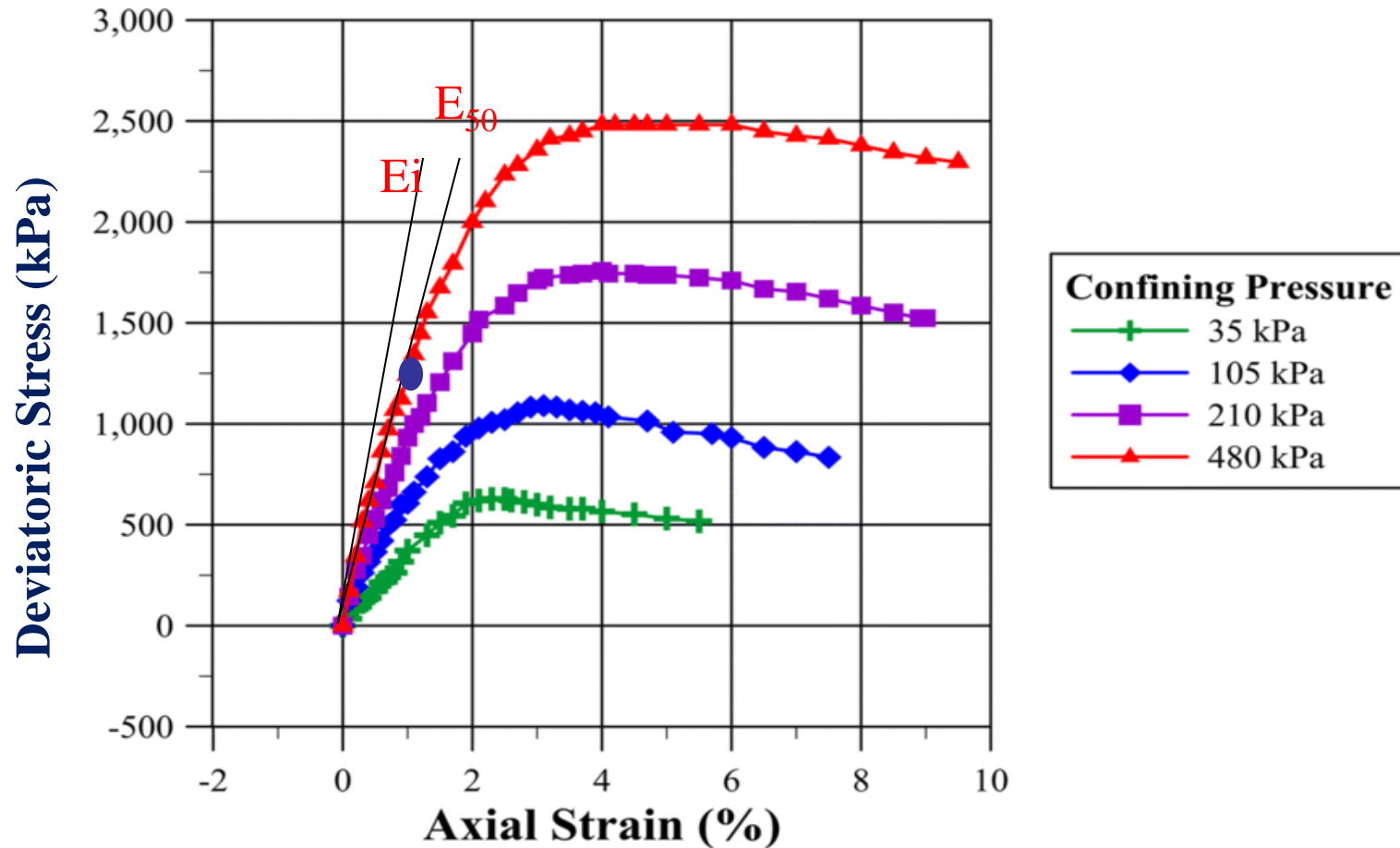
Medições locais

Ensaio cíclicos

Ensaio convencionais

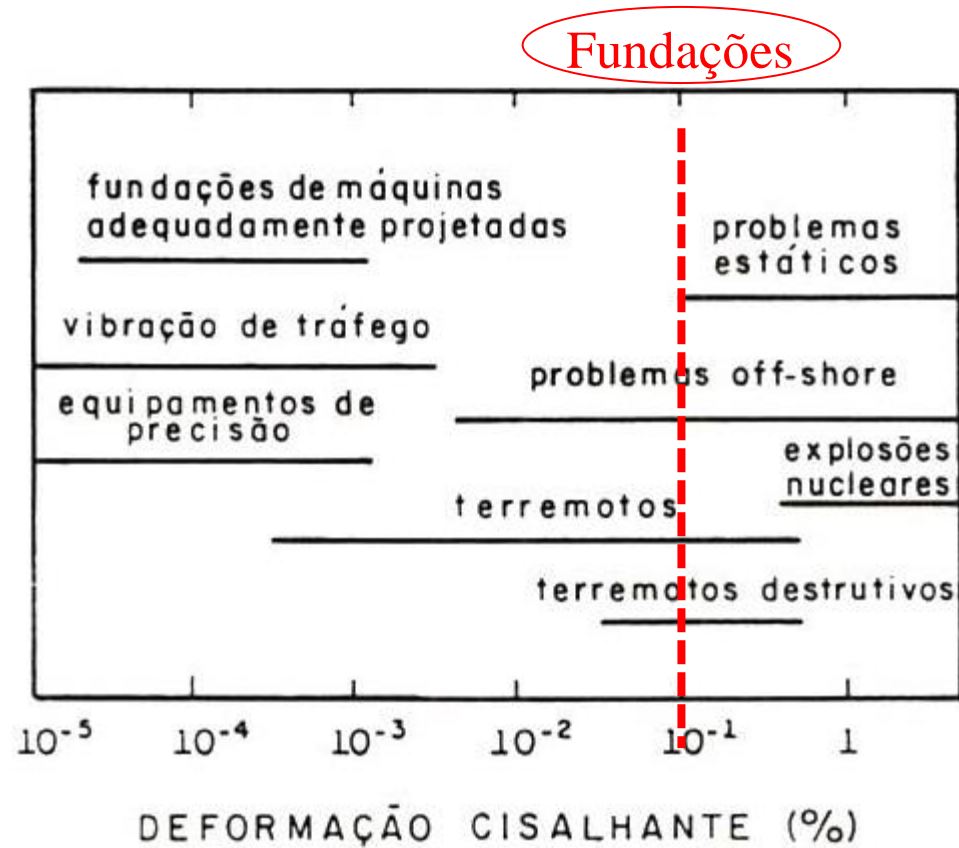
Laboratório

Módulos de deformabilidade em ensaios triaxiais



Determinação de módulos de deformabilidade a baixas deformações é muito impreciso em ensaios triaxiais convencionais.

Deformações cisalhantes para diferentes problemas



Adaptado de Woods, 1978; Massarsch, 1983; Carrubba e Maugeri 1988

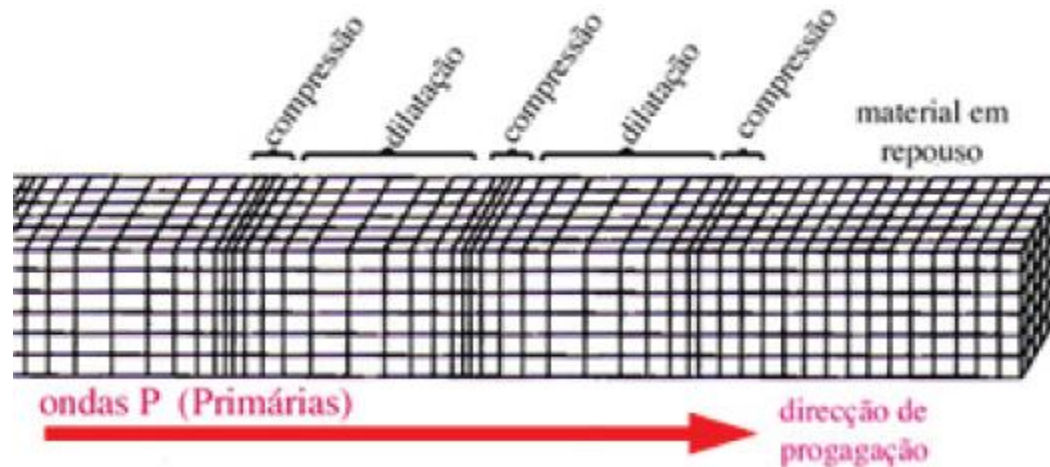
PROPAGAÇÃO DE ONDAS NUM MEIO ELÁSTICO

Onda de compressão, longitudinal, primária (P)

Onda de cisalhamento, transversal, secundária (S)

ONDA P

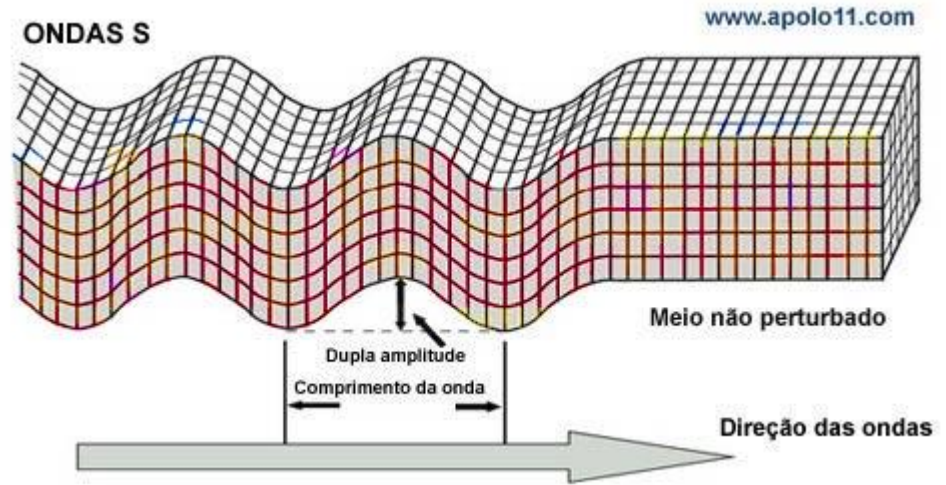
$$V_p = \sqrt{\frac{E}{\rho} \frac{(1-\nu)}{(1-2\nu)(1+\nu)}}$$



- O movimento de vibração da partícula se dá na direção da propagação da onda, comprimindo e tracionando o solo em seu percurso
- É mais rápida que as outras ondas. Atravessa sólidos e líquidos e é governada pela compressibilidade do meio. **Como a água é incompressível, em solos saturados usualmente representa a velocidade de propagação da onda P na água (1450 m/s).**

ONDA S

$$V_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}}$$



- O movimento de vibração da partícula se dá numa direção perpendicular à direção da propagação da onda.
- Movimento na direção horizontal: SH Movimento na direção vertical: SV
- Como a água não apresenta resistência ao cisalhamento, **a determinação de V_s permite uma avaliação direta de G , mesmo em solos saturados.**

V_s é um excelente parâmetro indicativo da **rigidez de solos**

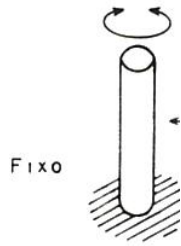


"A utilização do módulo de cisalhamento máximo, G_0 , permite que sejam reconhecidas algumas notáveis propriedades dos solos, o que os tradicionais ensaios SPT, rotineiramente utilizados, não permitem nem remotamente avaliar"

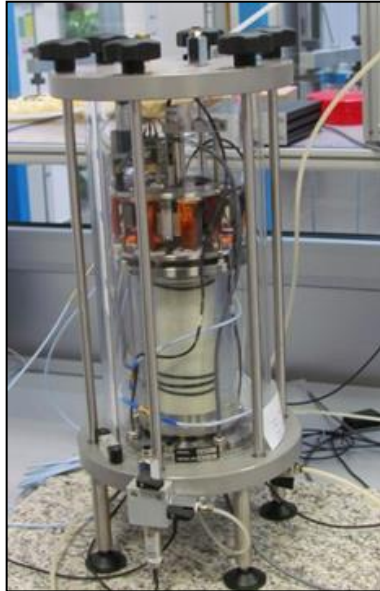
(Luciano Décourt)

ENSAIO DE COLUNA RESSONANTE

MODELO TEÓRICO

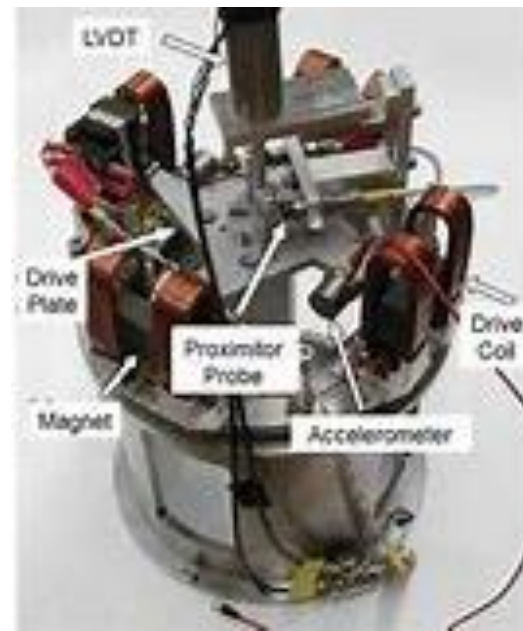
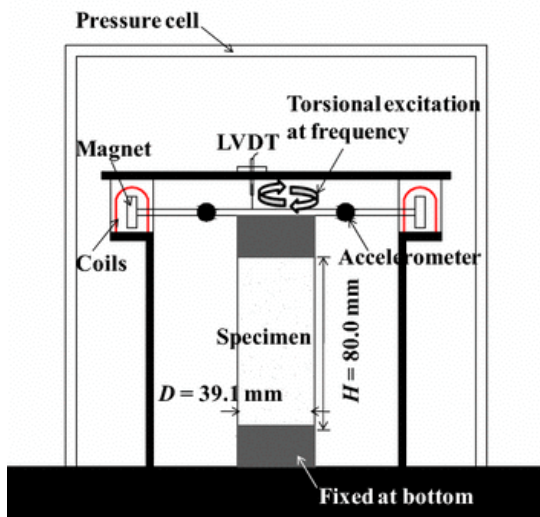


Utiliza-se a teoria de propagação de ondas em barras elásticas.

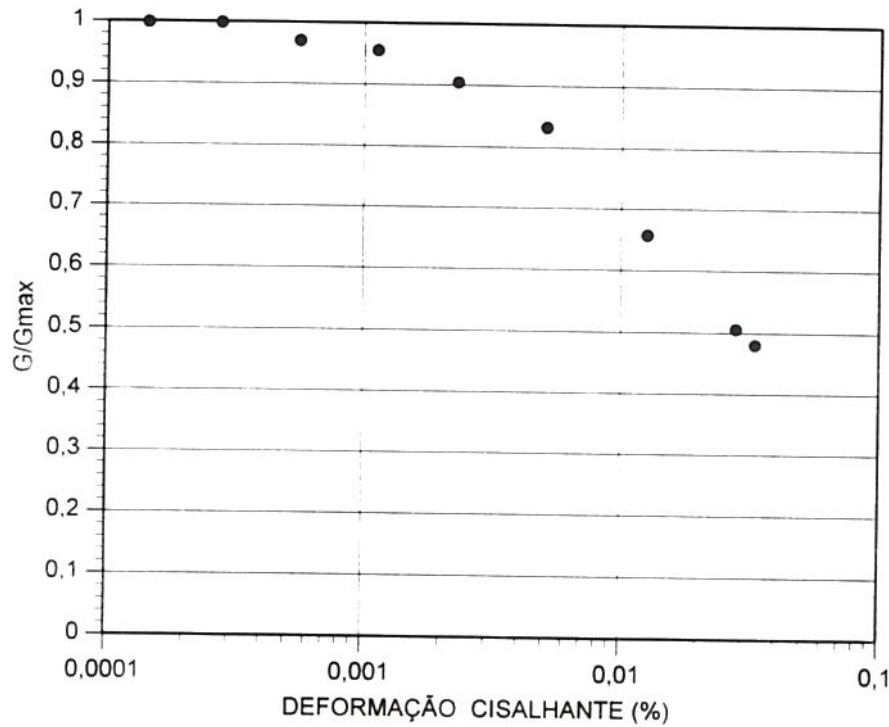


Procedimento simplificado

- Aplica-se um torque senoidal no topo do corpo de prova.
- Varia-se a frequência do torque até encontrar condição de ressonância.
- Estabelecida a ressonância, fazem-se medidas da aceleração tangencial e da frequência de ressonância, o que possibilita o cálculo do módulo de cisalhamento e da deformação cisalhante.
- Todo este procedimento pode ser repetido para outros valores de torque, até o limite do equipamento, de modo a se obter a variação de G com a deformação.



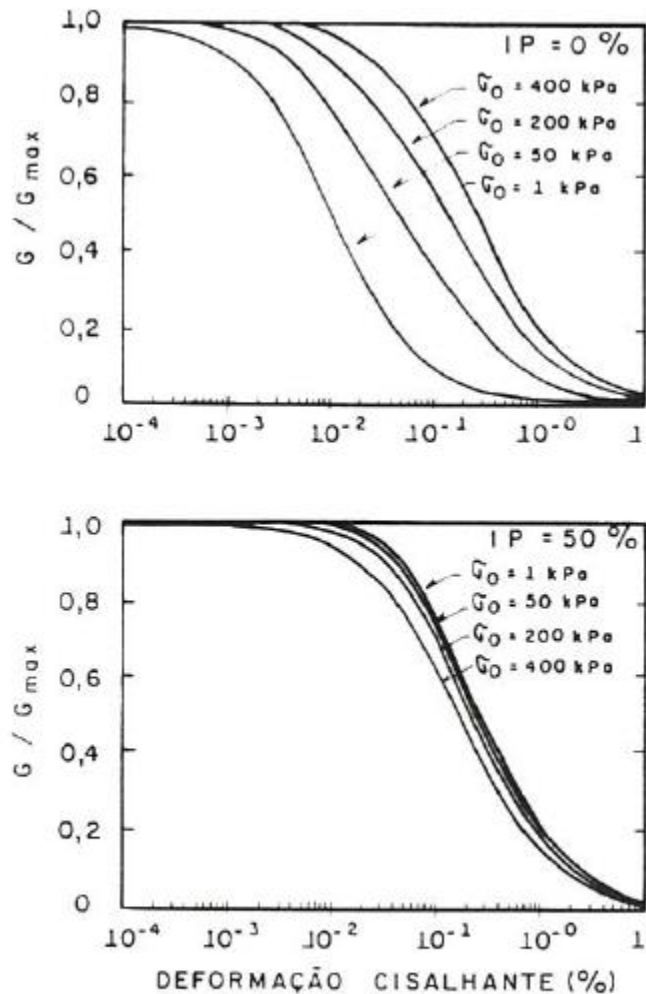
Curva G/Gmax em função da deformação cisalhante



$$\sigma_0 = 98,1 \text{ kPa}$$

$$G_{\max} = 105 \text{ MPa}$$

Efeito da Pressão Confinante



Efeito da Plasticidade

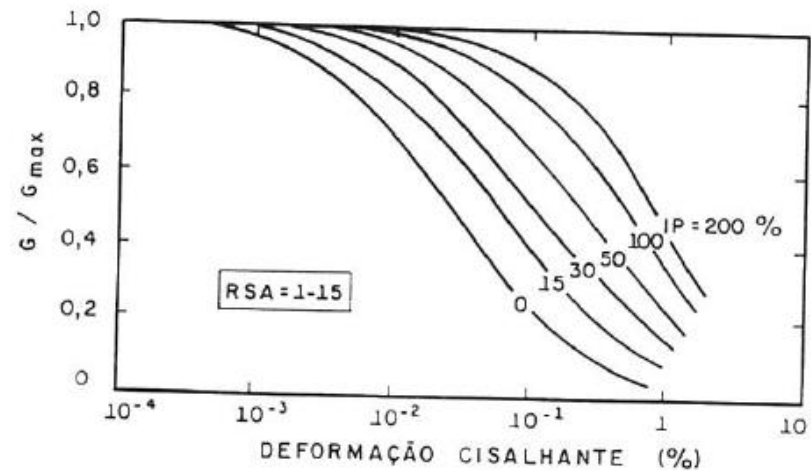


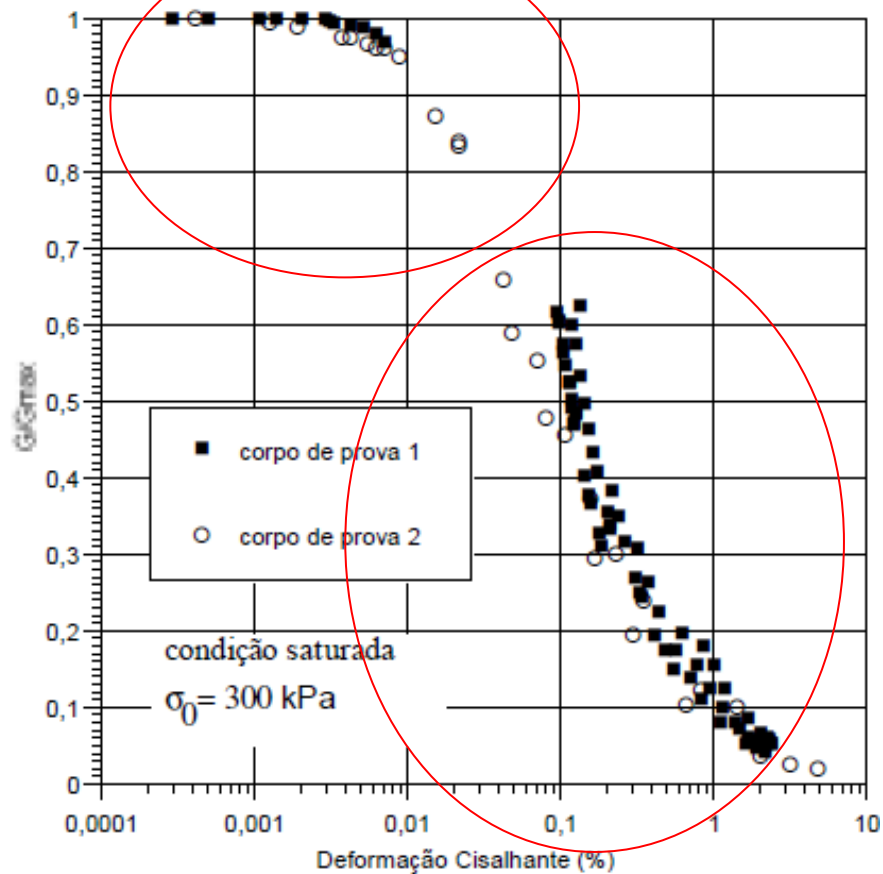
Fig. 3. 77

Efeito do índice de plasticidade na curva de redução do módulo de argilas (apud Vucetic e Dobry, 1991).

Efeito da pressão confinante na curva de redução de módulo de solos com (a) $IP = 0\%$ e (b) $IP = 50\%$ (apud Ishibashi, 1992).

VARIAÇÃO DE G COM A DEFORMAÇÃO PARA UMA AMPLA FAIXA DE AMPLITUDES DE DEFORMAÇÃO

Coluna ressonante

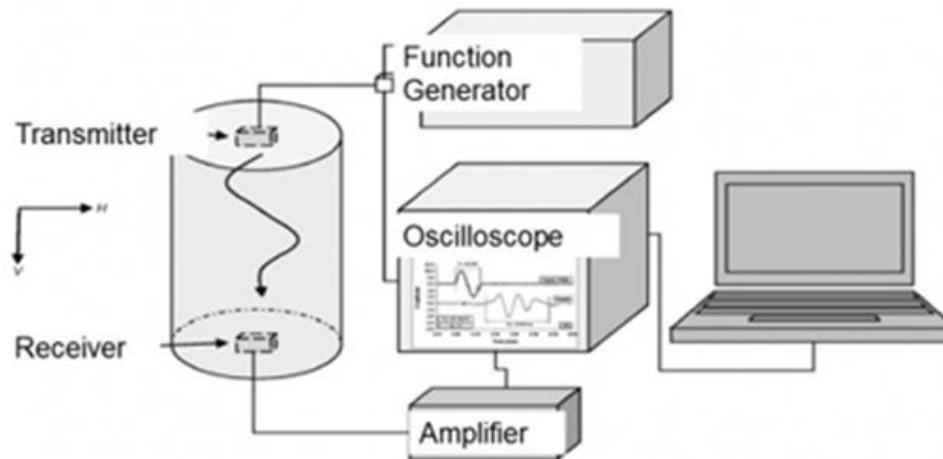


Torcional cíclico

BENDER ELEMENTS

- Piezoelectricidade: capacidade de converter energia elétrica em energia mecânica e vice versa. Ocorre na natureza para certos cristais e pode ser criado artificialmente por meio de materiais cerâmicos
- Quando uma carga mecânica é aplicada a um material piezoelétrico, uma tensão elétrica é gerada. Por outro lado, quando uma tensão elétrica é aplicada, o cristal deforma-se.
- Aplicação de um sinal elétrico a um dos transdutores (emissor) que emite uma onda S através do corpo de prova e determinação do tempo de chegada da onda na outra extremidade do corpo de prova, usando para tanto o sinal elétrico produzido pelo outro transdutor (receptor)

$$V_s = L / t$$



- Os bender elements têm sido incorporados a vários equipamentos de laboratório (células triaxiais, de adensamento, coluna ressonante, etc)

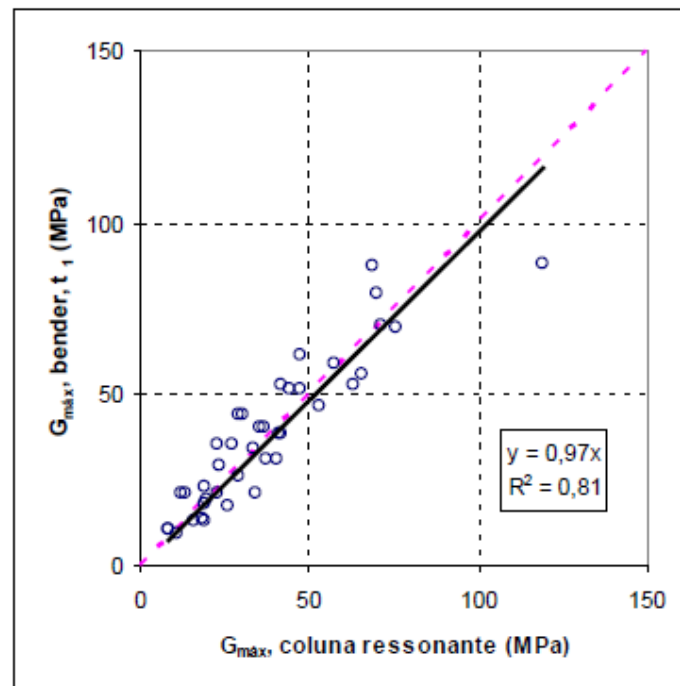
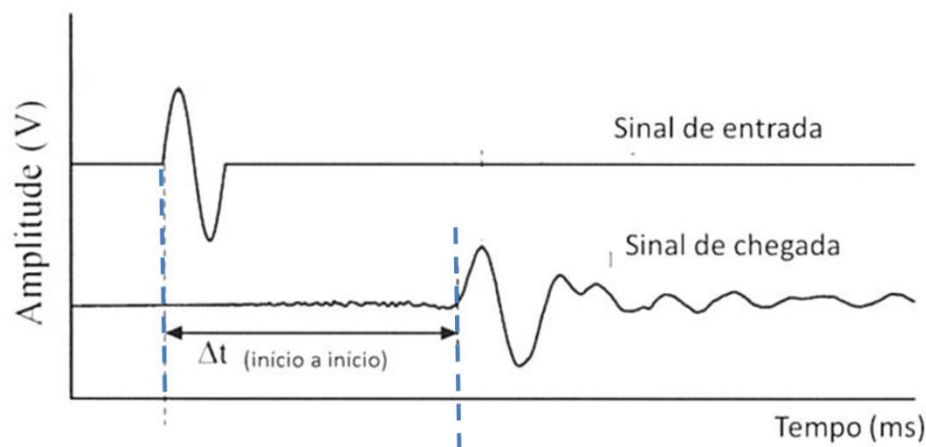


Figura 4. G_{\max} resultantes dos ensaios de coluna ressonante e *bender elements* considerando o t_1 .

ANÁLISE DOS RESULTADOS DE G_{max}

Hardin (1978)

$$G_{max} = 625 \frac{RSA^K}{0.3 + 0.7e^2} (p_a \sigma_0)^{1/2}$$

Solos brasileiros lateríticos

Solos brasileiros não lateríticos

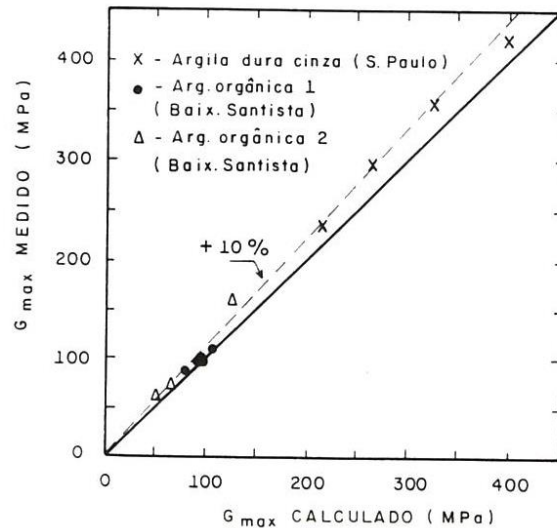


Fig. 4. 9

Comparação entre os valores de G_{max} medidos em ensaios de coluna ressonante e os calculados a partir da expressão 3.11 - argilas sedimentares saturadas (apud Barros, 1990).

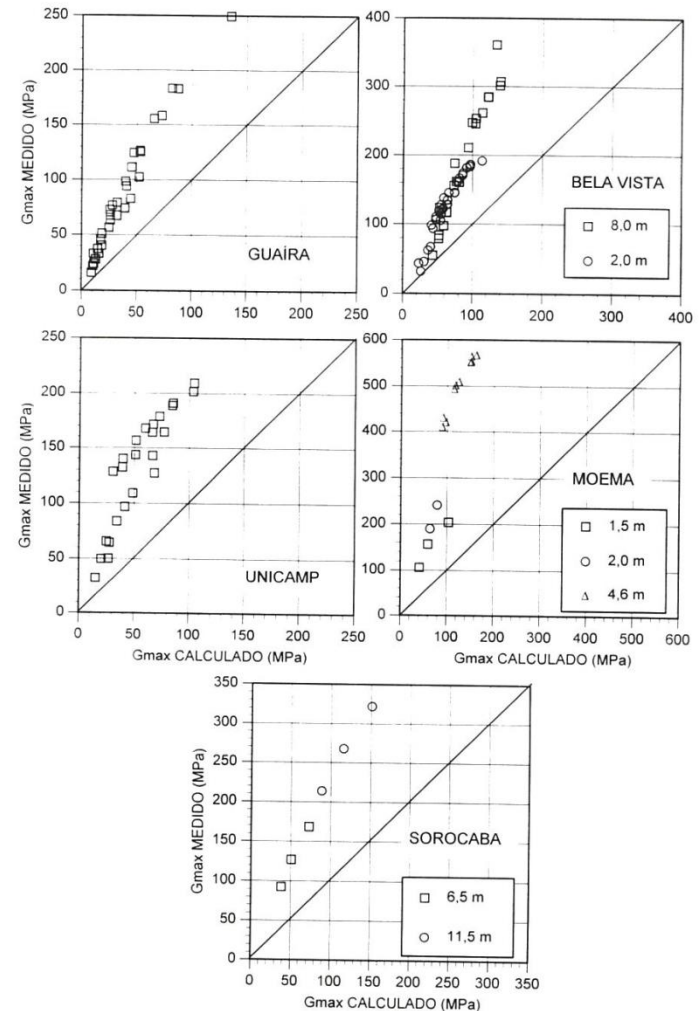


Fig. 6. 2

Comparação entre o valor medido de G_{max} e o valor calculado pela expressão de Hardin - Solos lateríticos desta investigação.

Coeficiente de Empuxo em Repouso:

$$K_0 = \frac{\sigma'_{h0}}{\sigma'_{v0}}$$

- Ainda não há técnica confiável para determinação em laboratório.
- Valores típicos de K_0 : entre 0,35 e 0,5 para areias entre 0,5 e 0,7 para argilas normalmente adensadas.
- Argilas que sofreram elevado descarregamento podem apresentar K_0 superior a 1,0.

Argilas normalmente adensadas

Brooker e Ireland (1965)

$$K_{0NC} = 0,95 - \text{sen}\phi'$$

Areias

Jaky (1944)

$$K_0 = 1 - \text{sen}\phi'$$

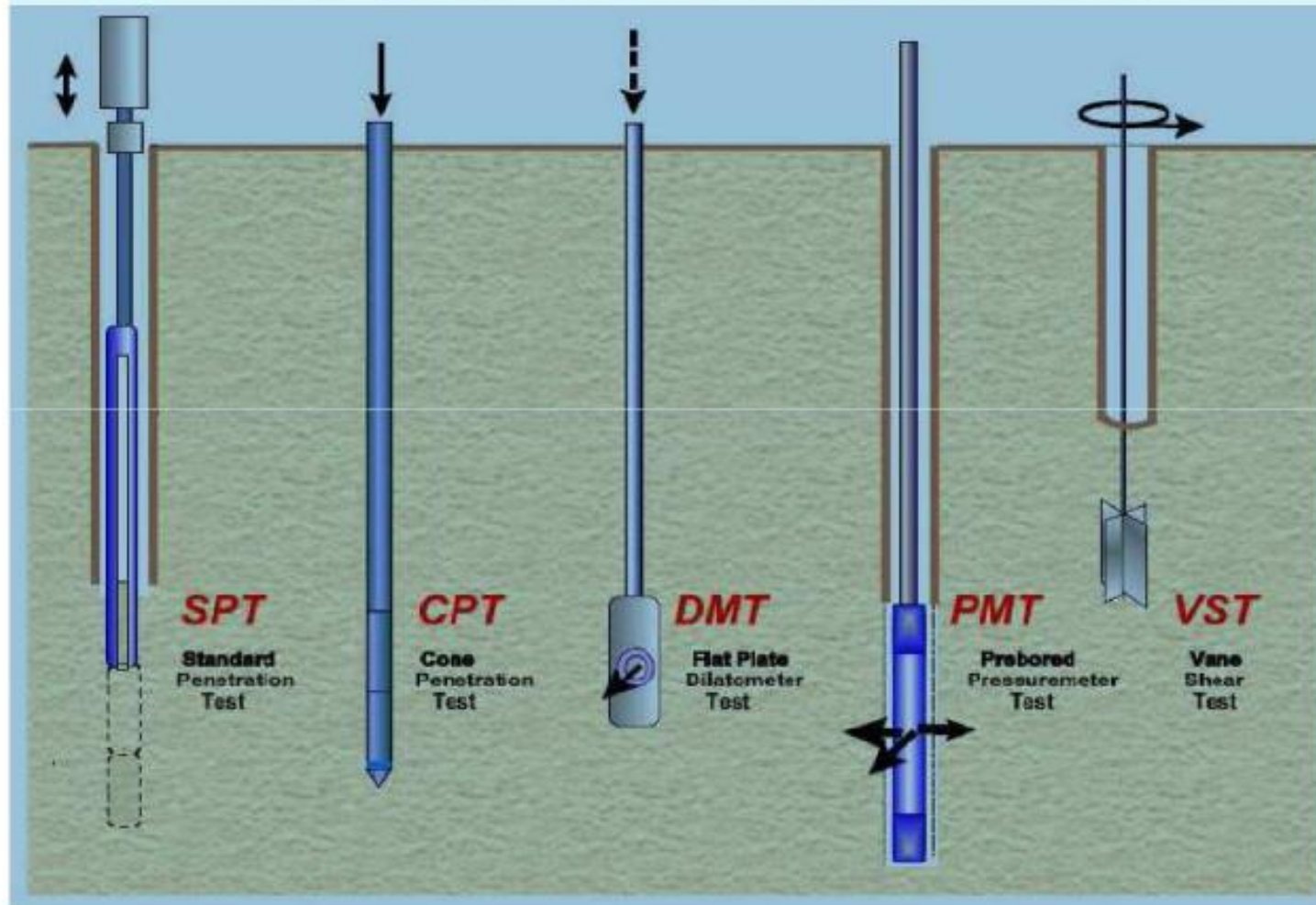
Argilas sobreadensadas

Mayne e Kulhawy (1982)

$$K_0 = K_{0NC} R_{SA}^{0,5}$$

ENSAIOS IN SITU

Investigação geotécnica: ensaios de campo



SPT

AMOSTRAGEM

- a) material recolhido pelo trado;
- b) Cravação do amostrador padrão a cada metro.

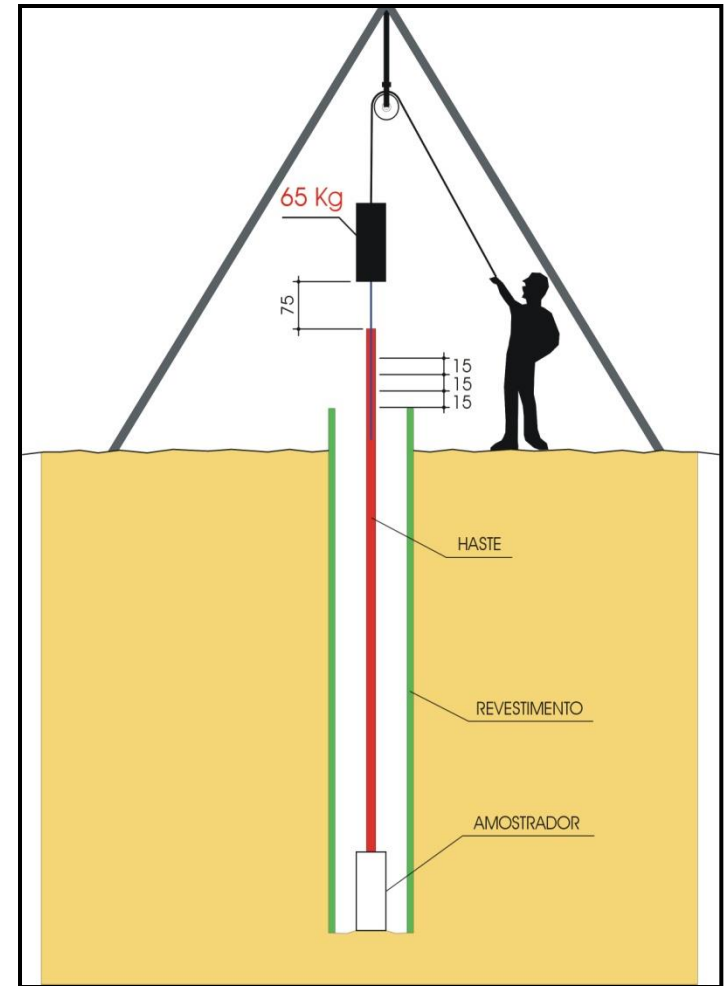
A cravação do amostrador no solo é obtida por quedas sucessivas do martelo de 65 kg, caindo de uma altura de 75cm, até a penetração de 45 cm.



RESISTÊNCIA A PENETRAÇÃO - SPT

Durante a amostragem são anotados os números de golpes do martelo necessários para cravar cada trecho de 15 cm do amostrador.

Índice de resistência à penetração (N_{SPT} ou SPT): número de golpes necessários para cravar 30 cm do amostrador, após os primeiros 15 cm, que não são considerados



Compacidade e Consistência

Tabela dos estado de consistência e compacidade

ANEXO A - NBR 6484:2001

SOLO	Índice de Resistência à Penetração N	Designação ⁽¹⁾
Areias e siltes arenosos	≤ 4	Fofa(o)
	5 a 8	Pouco Compacta(o)
	9 a 18	Medianamente compacta(o)
	19 a 40	Compacta(o)
	> 40	Muito Compacta(o)
Argilas e siltes argilosos	≤ 2	Muito mole
	3 a 5	Mole
	6 a 10	Média(o)
	11 a 19	Rija(o)
	> 19	Dura(o)

Vantagens

- Simplicidade de execução;
- Baixo custo;
- Coleta amostras deformadas para caracterização;
- Determinação direta do NA;
- Amplamente utilizado – muita experiência acumulada do meio técnico em interpretações e correlações.

Desvantagens

- Ensaio dinâmico – carregamentos reais são geralmente estáticos;
- Dificuldade de interpretação racional
- Baixa uniformização da técnica – difícil comparar resultados;
- Formação precária das equipes favorecem vícios de execução.
- Não é sensível a variações de resistência em solos moles ou fofos.

**Qualidade: poucas
empresas**

**Fiscalização:
inexistente**

AVANÇOS NO ENSAIO SPT

Energia no SPT

- Energia teórica: $65 \text{ kg} \times 9,81 \text{ m/s}^2 \times 0,75\text{m} = 478 \text{ J}$
- Energia aplicada entre 70 a 80% da energia teórica
- Eficiência de referência: 60%
- Previamente ao uso de uma correlação internacional, o valor do N_{spt} deve ser majorado em 15 a 30%.

- $$N_{SPT,60} = \frac{N_{SPT} \times \text{Eficiência}}{0,60}$$

AVANÇOS NO ENSAIO SPT

Correção do SPT em solos arenosos

Indispensável para considerar o efeito do nível de tensões efetivas à profundidade de ensaio. Estabeleceu-se o conceito de ensaio normalizado, N_1 , o resultado que seria obtido para uma tensão efetiva vertical de 1 atm (cerca de 100 kPa):

$$(N_1)_{60} = C_N N_{60}$$

Liao e Whitman (1985) sugerem:

$$C_N = (p_a / \sigma'_{vo})^{0,5}$$

onde p_a é a pressão atmosférica e σ'_{vo} é a tensão vertical à profundidade onde N_{60} foi obtido.

Em geral, não é recomendável a aplicação de valores de C_N inferiores a 0,5 ou superiores a 1,5.

AVANÇOS NO ENSAIO SPT

SONDAGEM SPT-T

Ranzini e Décourt introduziram em 1988 a medida do atrito amostrador-solo

• **Medida do torque** (após ensaio SPT)



- A medida do torque é realizada retirando-se a cabeça de bater e substituindo-a por disco centralizador.
- $TR = T_{\text{máx}}/N$ (índice de torque em kgf.m)

Solo	TR
Bacia Sedimentar de SP	~1,2
Solos residuais de São Paulo	~2
Solos argilosos colapsíveis (porosa da Paulista, colapsíveis do interior de SP)	>2,5
Baixada Santista	3,5 < TR < 4

AVANÇOS NO ENSAIO SPT

SISTEMA MECANIZADO

Contemplado na NBR 6484



Vantagens em relação ao manual:

- Efeito humano desaparece;
- Maior produtividade;
- Energia controlada;
- Padronização de procedimento

Parâmetros obtidos a partir do ensaio SPT

Correlação entre ϕ' e N_{SPT}

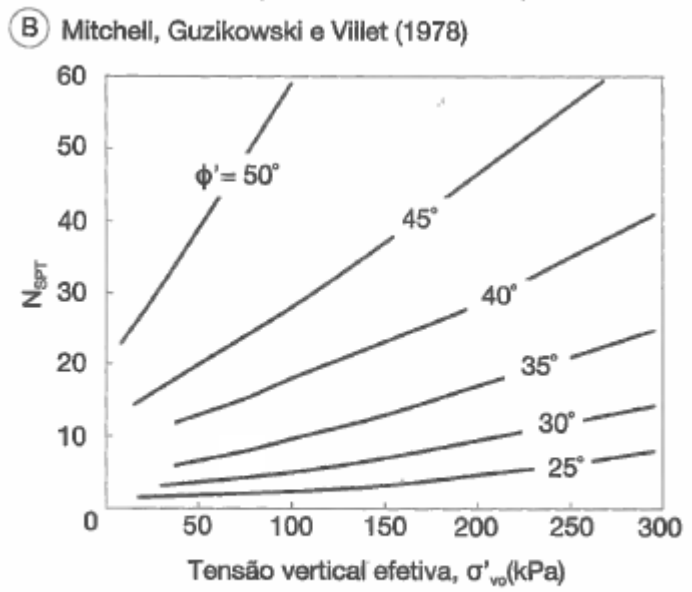
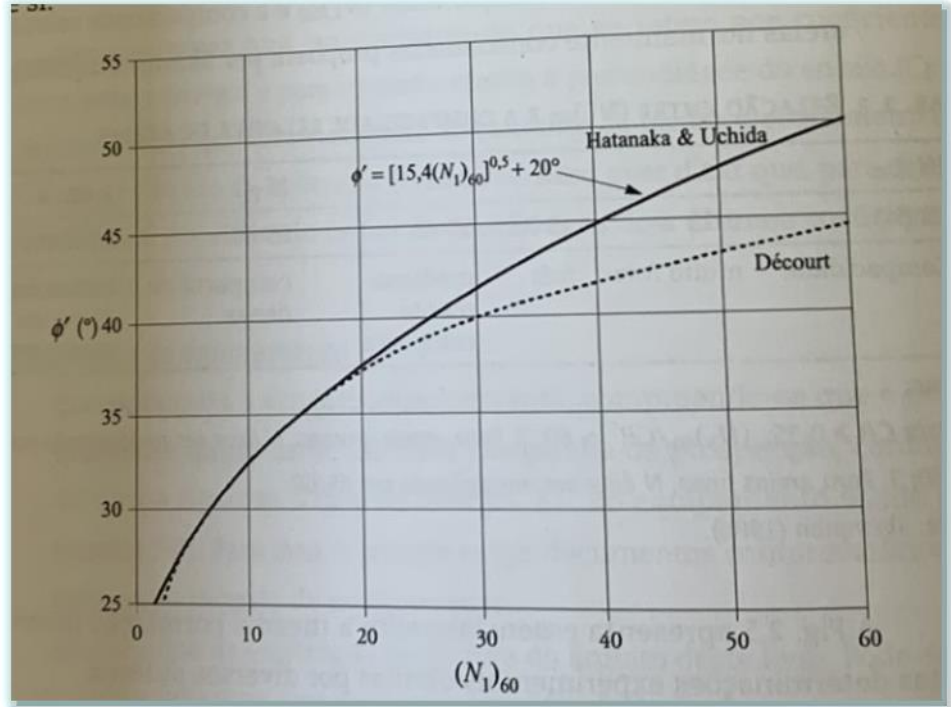


FIG. 2.10 Estimativa do ângulo de atrito interno com base em ensaios SPT

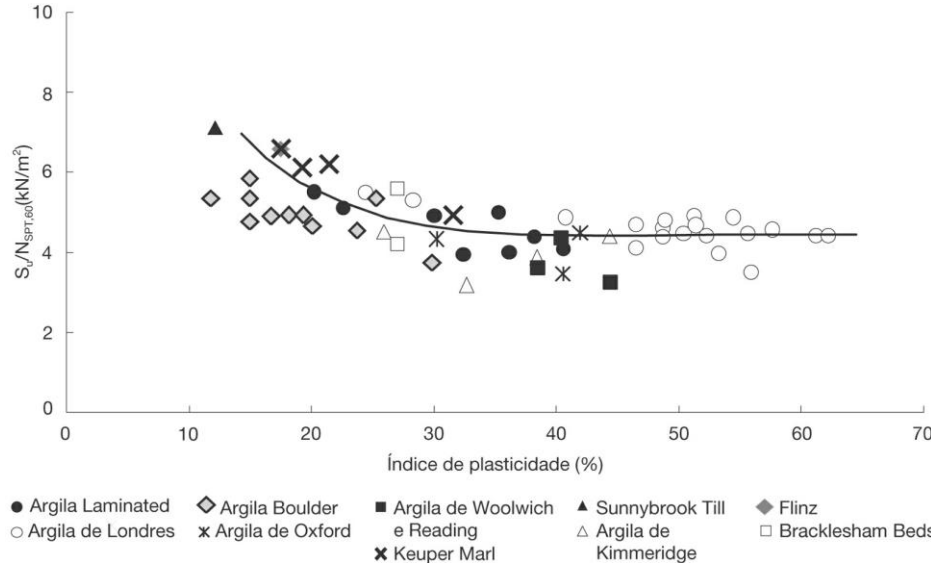
Obs.: corrigir antes pela energia



Apud Matos Fernandes, 2014

Correlações entre s_u e N_{SPT}

Existem inúmeras correlações entre N_{spt} e S_u com dispersões muito grandes.



Fonte Stroud (1974)

$$S_u/N_{spt,60} = 4 \text{ a } 6$$

Somente para argilas pré-adensadas, não sensitivas. Não se recomenda o uso dessa correlação para argilas moles ($N_{spt} < 5$).

$$\frac{S_u}{p_a} = 0,29 N_{60}^{0,72}$$

Hara et al. (1971)

N_{60}	S_u (compressão simples) - kPa
<2	<12,5
2-8	12,5-40
8-15	40-75
15-30	75-200
>30	>200

Para solos brasileiros:

Neste caso o N_{spt} corresponde ao padrão brasileiro sem correção.

Para as argilas de São Paulo, com sensibilidade $S_e < 2$, Mello (1975) propõe:

$$5N_{\text{SPT}} \leq s_u \leq 8N_{\text{SPT}} \quad \text{em kPa}$$

Teixeira e Godoy (1996) indicam $s_u = 10 N_{\text{SPT}}$ (kPa)

Módulo de Elasticidade de areias

Razão entre $E'/N_{SPT,60}$ e nível de carregamento
Fonte: Stroud (1989).

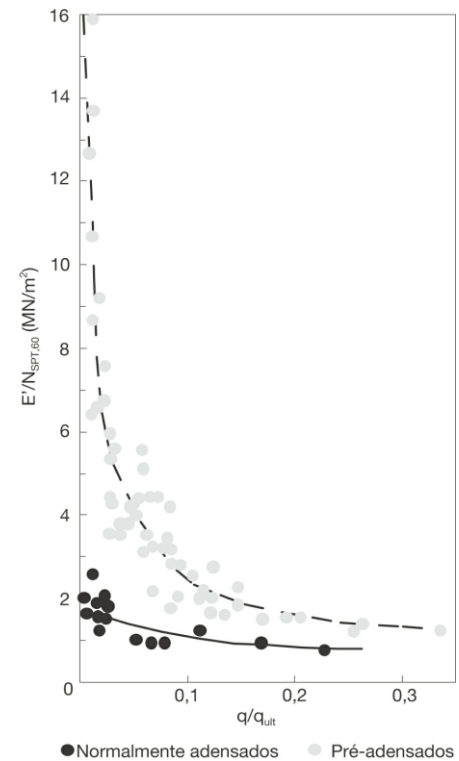
Um fator de segurança de 3 na capacidade de carga estabelece um valor de $E'/N_{SPT,60} = 1$ (MPa).

Kulhawy e Mayne (1990) propuseram

$$\frac{E'}{p_a} = \alpha N_{60} \quad \alpha = 5 \text{ a } 10$$

Quaresma et al. (1996)

$$E' = 3,5 N_{SPT} \quad \text{em MPa}$$



Módulo de Elasticidade não drenado de argilas

Stroud (1974) $E_u = N_{SPT,60}$ p/ E em MPa
(p/ argilas pré-adensadas)

Correlações brasileiras

Décourt (1996): $E_u = 2,5 N_{SPT}$ p/ E_u em MPa (p/ argilas saturadas)

Sousa Pinto (2006):

Teixeira e Godoy (1991):

N_{SPT}	E_u (MN/m ²)
0-2	<2,5
2-4	de 2,5 a 5
4-8	de 5 a 10
8-15	de 10 a 20
15-30	de 20 a 40
>30	> 40

CONSISTÊNCIA	E_u (MPa)
muito mole	1
mole	2
média	5
rija	7
muito rija	8
dura	15

Tensão de pré-adensamento

Kulhawy e Mayne (1990) propuseram:

$$\sigma_a = 0,47 N_{60} p_a$$

Para solos da Bacia Sedimentar de São Paulo, Décourt (1989) sugere:

$$\sigma_a = 33 N_{\text{SPT}} \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

Teixeira e Godoy (1996), da análise de dados do Metrô de São Paulo, propuseram

$$\sigma_a = 30 N_{\text{SPT}} + 17 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

Razão de sobreadensamento

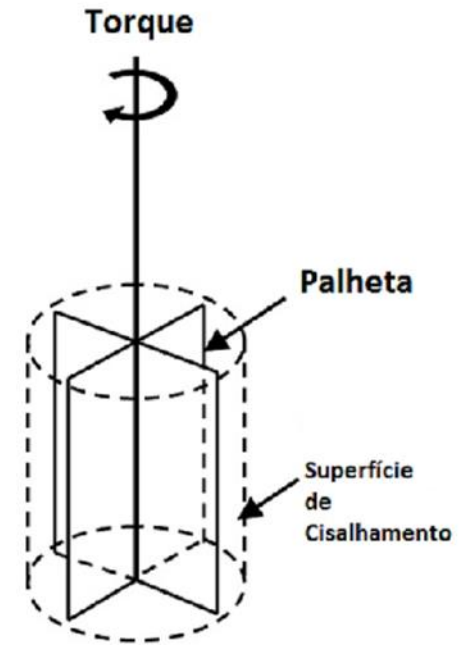
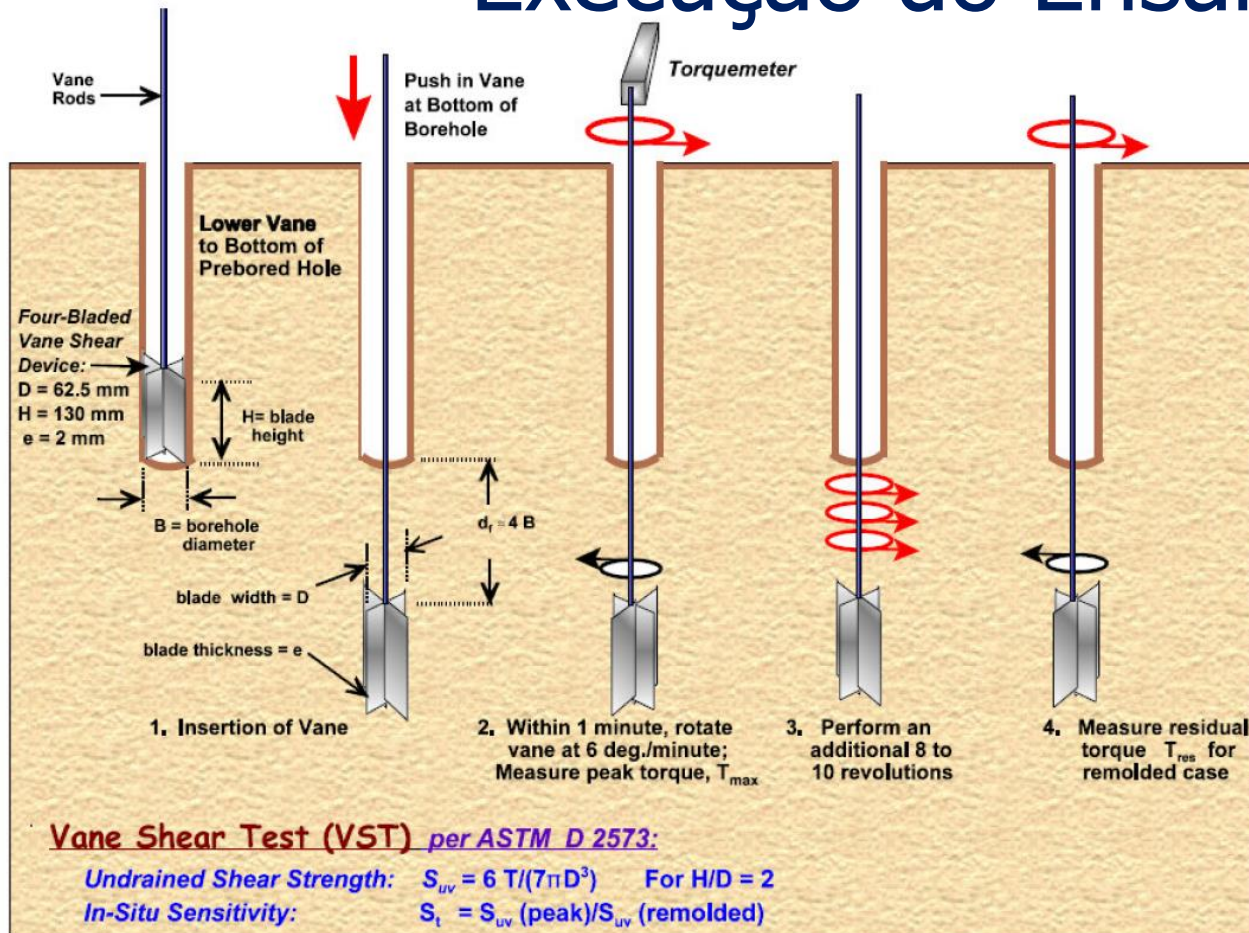
$$RSA = 0,58 \frac{N_{60} p_a}{\sigma'_{v0}} \quad \text{Kulhawy e Mayne (1990)}$$

Ensaio de Palheta (Vane Test)

Tem por objetivo determinar a resistência não-drenada *in situ* de solos argilosos moles (S_u).

O ensaio de palheta é rápido e econômico e largamente utilizado para a determinação de S_u in situ. O ensaio proporciona bons resultados em argilas moles, além de fornecer excelentes resultados em argilas sensíveis. É empregado como um resultado de referência.

Execução do Ensaio

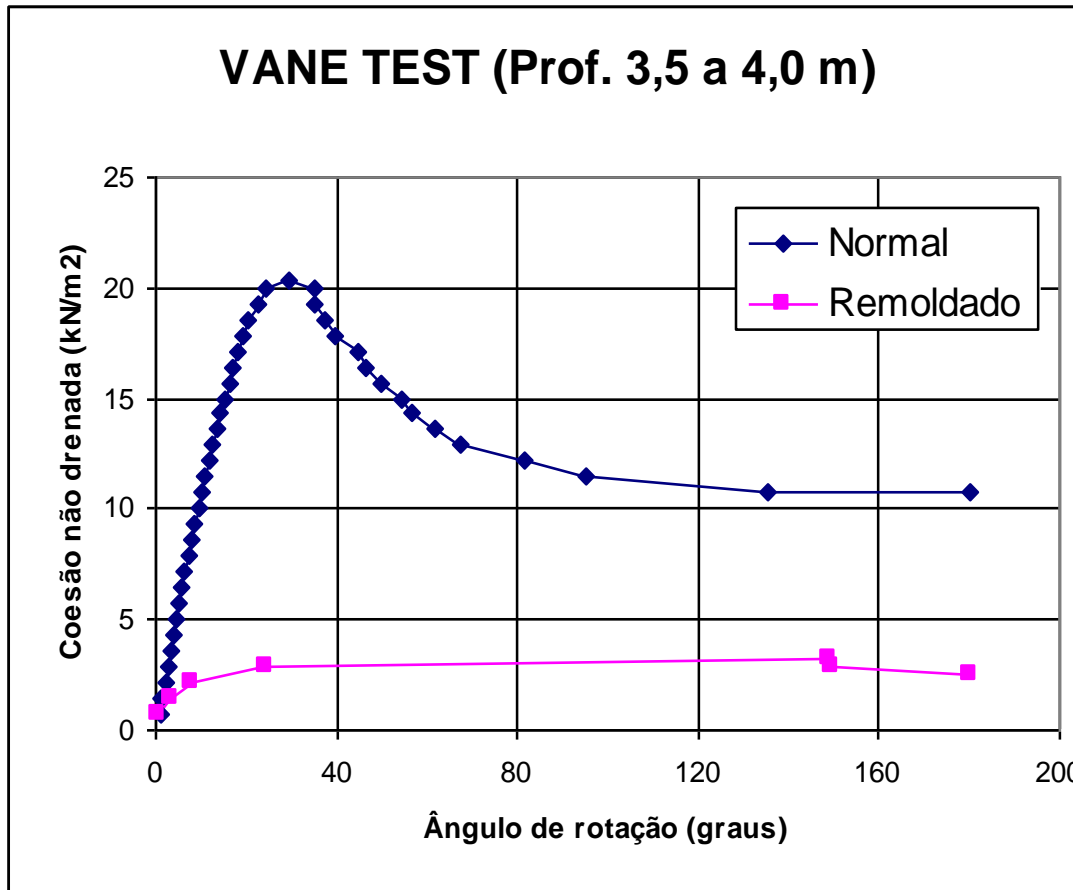


$$S_u = \frac{6}{7} \frac{T}{\pi D^3}$$

Depois de se determinar o valor de S_u da argila na condição indeformada, determina-se também a resistência remoldada. São dadas dez revoluções na palheta e o ensaio é novamente repetido.

Desempenho satisfatório para argilas com $S_u < 50 \text{ kPa}$.

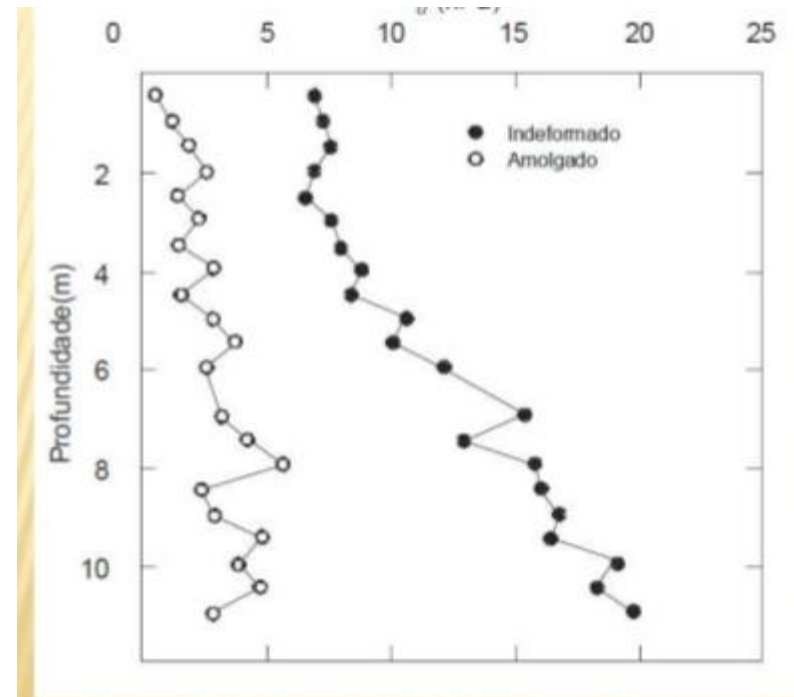
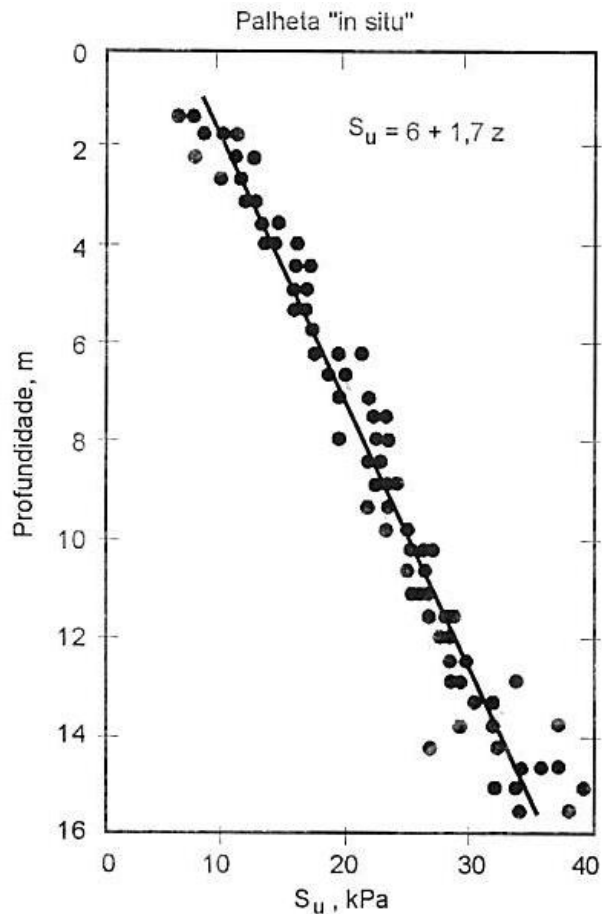
RESULTADO TÍPICO



$$S_e = \frac{S_u}{S_{ur}}$$

SENSIBILIDADE (S)	DENOMINAÇÃO
1	INSENSÍVEL
1 à 2	BAIXA SENSIBILIDADE
2 à 4	MÉDIA SENSIBILIDADE
4 à 8	SENSÍVEL
>8	ULTRA SENSÍVEL (quick clay)

Ensaio de Palheta permite a determinação da variação de S_u com a profundidade

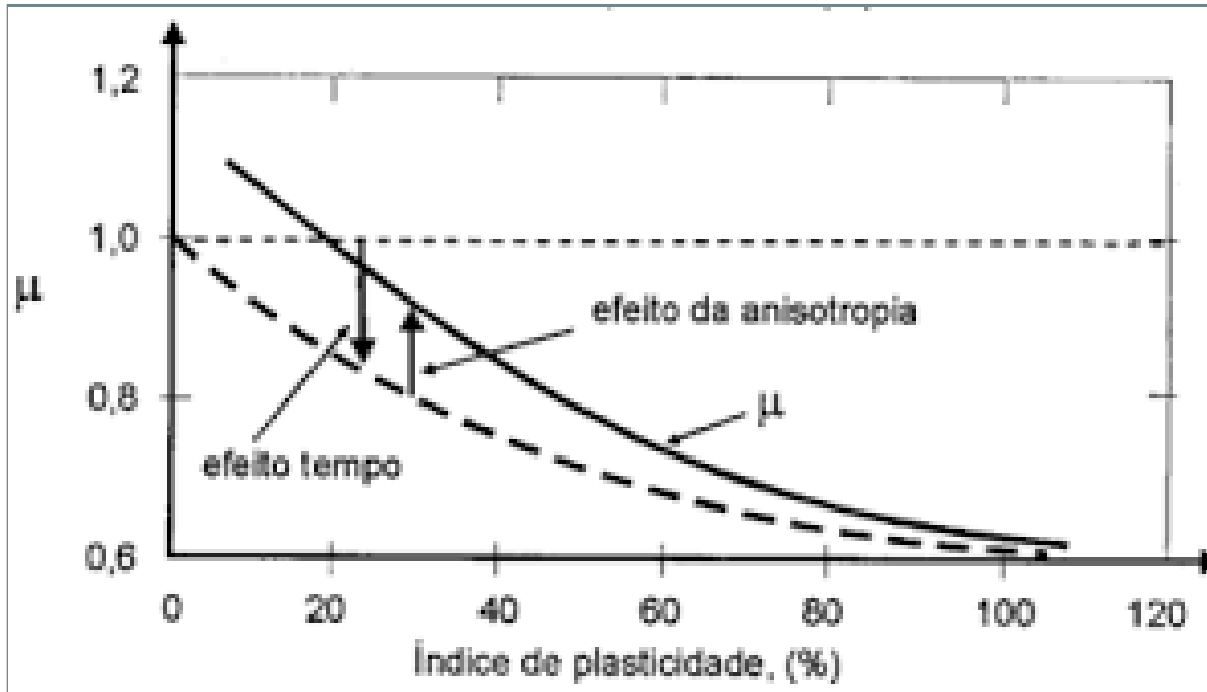


Extremamente simples e muito econômico (em 4h é possível determinar S_u de meio em meio metro, num furo até 20 m de profundidade).

Necessidade de correção do resultado devido ao efeito da velocidade de carregamento e da anisotropia.

De acordo com Bjerrum, para fins de projeto, deve-se corrigir a coesão não drenada determinada no ensaio, pelo fator de correção μ .

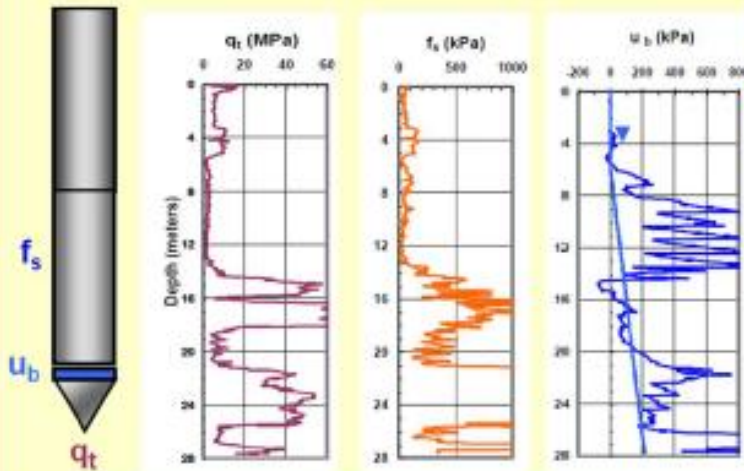
$$S_u \text{ (corrigido)} = \mu \cdot S_u \text{ (medido no ensaio)}$$



$$\mu = 1,7 - 0,54 \log[\text{IP}(\%)]$$

CPTU (Cone Penetration Test)

Resultados de um ensaio CPTu



Medidas a cada cm:

q_t = resist. ponta
 f_s = atrito lateral
 u = pressão neutra

(100 informações de cada
parâmetro por metro)



Execução do Ensaio

- Cravação “estática” de uma ponteira padronizada;
- Velocidade de cravação de 20 mm/s;
- Leitura de resistência de ponta (q_t) e de atrito lateral (f_s), e mais acréscimo de pressão neutra (CPTU);

Vantagens do ensaio

- Não há escavação – minimamente invasivo
- Registro “contínuo”
- Boa interpretação racional
- Ponteira elétrica bastante sensível: bom uso para solos moles
- Baixa influência do operador

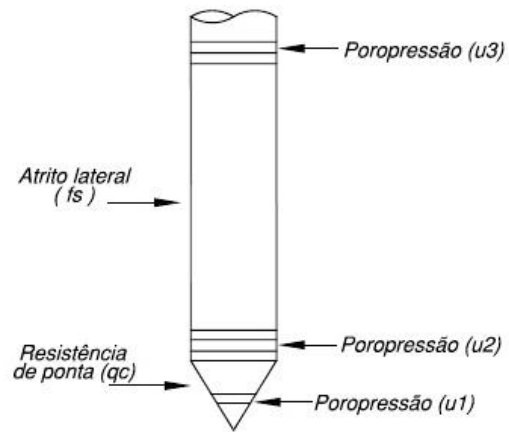
Desvantagens

- Não coleta amostra – não é possível caracterização direta do solo
- Não permite determinação direta do nível d’água do subsolo, NA
- Exige melhor formação da equipe, com uso de computador para aquisição.

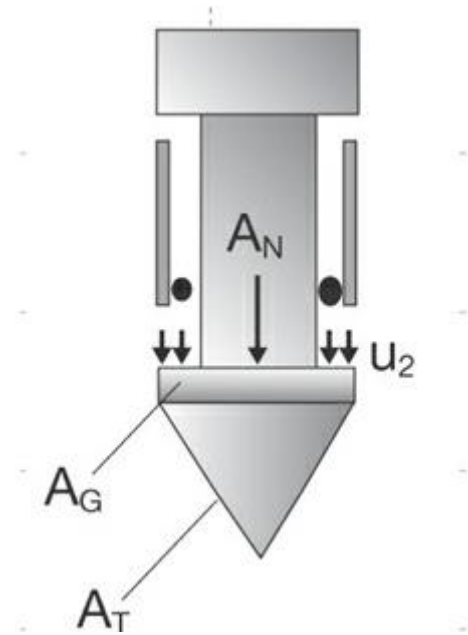
Cone com leitura de u (piezocone - CPTU).

q_c : resistência de ponta

q_t : resistência de ponta corrigida



$$q_t = q_c + (1 - a) \cdot u_2$$



$$a = A_N / A_T$$

•Ensaio CPTU

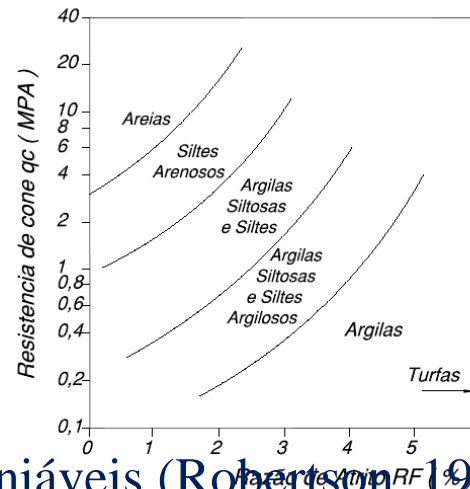


Determinações indiretas:

Classificação dos solos –
 ábaco simplificado (Robertson
 et al., 1983)

- relação $R_f = f_s / q_c$:

baixos R_f e altos q_c indicam
 areias, o contrário, argilas.

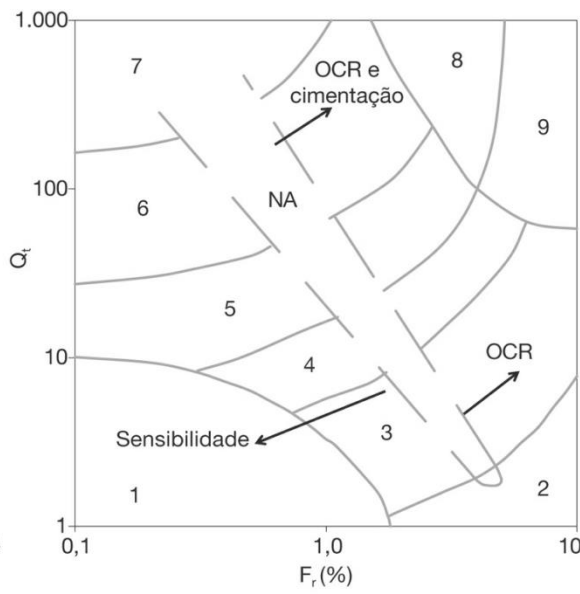
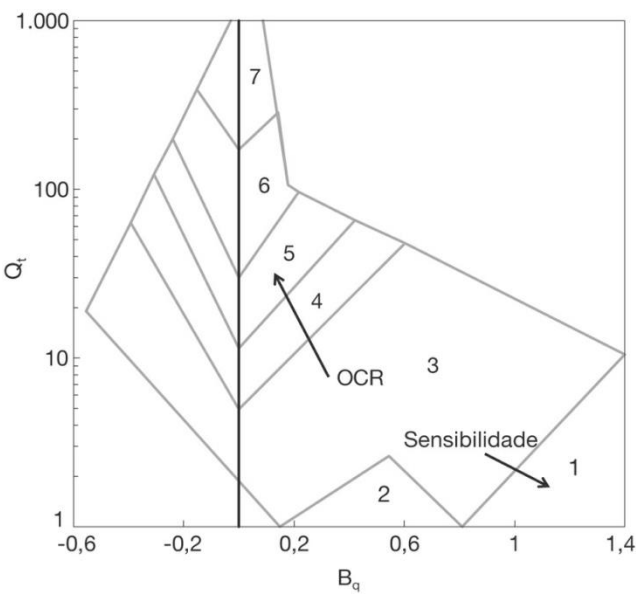


Atualmente tem-se ábacos mais precisos e confiáveis (Robertson, 1990)

$$Q_t = \frac{(q_t - \sigma_{v0})}{(\sigma_{v0} - u_0)}$$

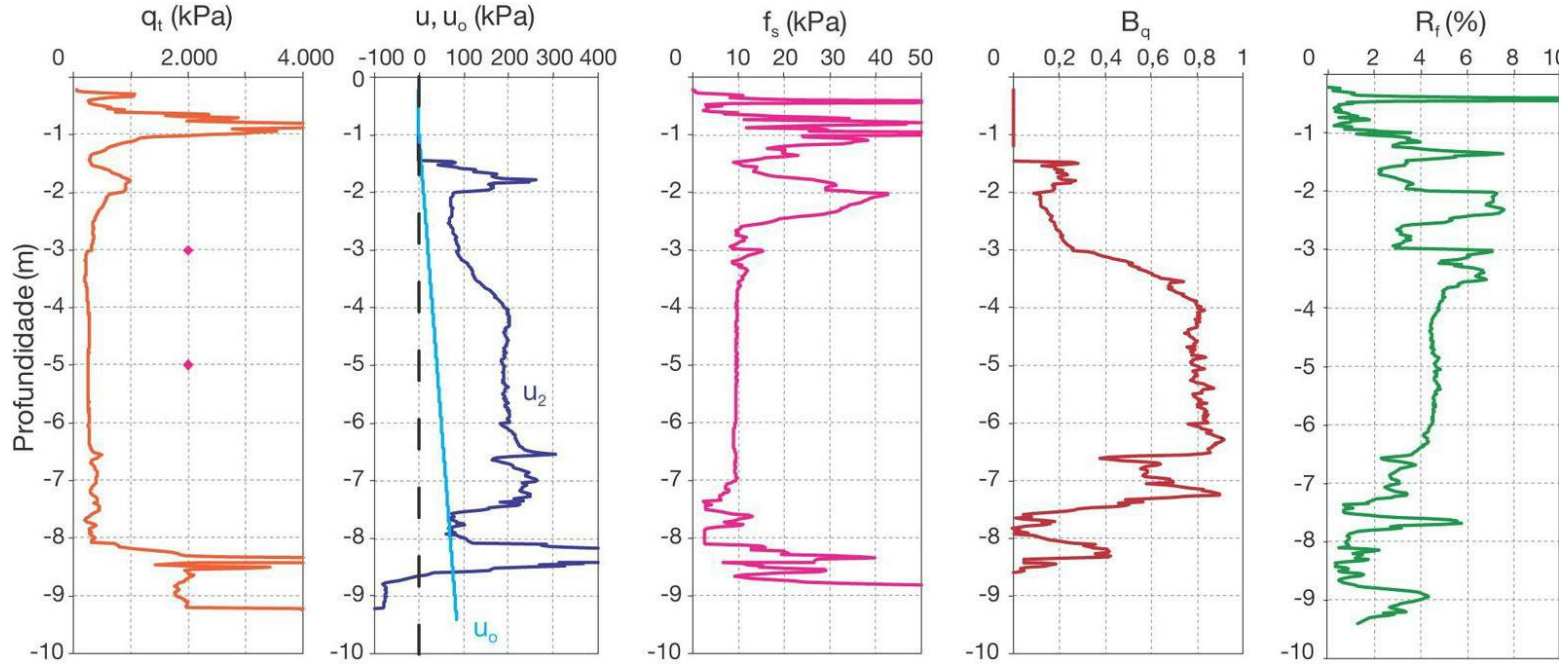
$$B_q = \frac{(u_2 - u_0)}{(q_t - \sigma_{v0})}$$

$$F_r = \frac{f_s}{(q_t - \sigma_{v0})} \cdot 100\%$$



Zone	Soil Behavior Type
1	Sensitive fine grained
2	Organic material
3	Clay
4	Silty Clay to clay
5	Clayey silt to silty clay
6	Sandy silt to clayey silt
7	Silty sand to sandy silt
8	Sand to silty sand
9	Sand
10	Gravelly sand to sand
11	Very stiff fine grained*
12	Sand to clayey sand*

•Resultado típico



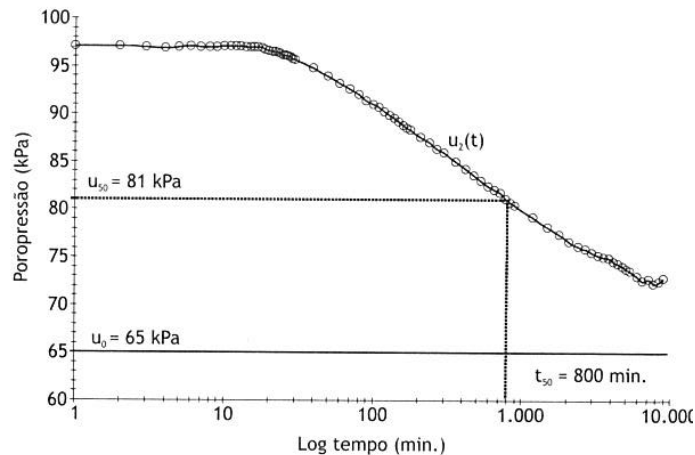
Determinação indireta:

Nível d'água: estabilização de u .

Coefficiente de adensamento

Ensaio de dissipação do excesso de pressão neutra gerada durante a cravação do piezocone permitem a estimativa do C_h .

Interrompe-se a cravação e monitora-se a dissipação das pressões neutras até atingir 50% de dissipação.



$u_i = 97$ kPa – poropressão no início do ensaio de dissipação
 $u_0 = 65$ kPa – poropressão hidrostática na profundidade do ensaio de dissipação
 $\Delta u = 32$ kPa;
 $\Delta u_{50} = 16$ kPa
 $u_{50} = (97 - 16)$ kPa = 81 kPa

O processo é expresso por meio de um fator de tempo adimensional T^*

$$T^* = \frac{C_h t}{R^2 \sqrt{I_r}} \quad ; \quad C_h = \frac{T^* R^2 \sqrt{I_r}}{t}$$

R é o raio do piezocone; t , o tempo de dissipação (adotado $t_{50\%}$); I_r , o índice de rigidez ($= G/Su$); G , o módulo de cisalhamento do solo e $T^* = 0,245$

Parâmetros obtidos no ensaio CPTU

Correlações entre ϕ' e q_c

Mais confiáveis que as correlações com SPT.

Robertson e Campanella (1983) propuseram a seguinte correlação:

$$\phi' = t g^{-1} \left[0,1 + 0,38 \log \left(\frac{q_c}{\sigma'_{v0}} \right) \right]$$

Correlações entre s_u e q_t

$$S_u = (q_t - \sigma_{v0}) / N_{KT}$$

onde N_{kt} é um fator de cone empírico variando de 10 a 20. Na prática, valores de N_{kt} entre 12 e 15 são frequentemente adotados em projetos de engenharia. Matos Fernandes (2014) e Almeida et al. (2010) sugerem adotar $N_{kt}=12$.

Correlação entre tensão de pré-adensamento e q_c

Mayne e Kemper (1988) propuseram a seguinte correlação:

$$\sigma_a = 0,243(q_c)^{0,96}$$

Correlações para estimativa de RSA e K_0

Mayne (2003):

$$RSA = 0,33 \left[\frac{q_c - \sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} \right]^{1,01}$$

Kulhawy e Mayne (1990):

$$K_0 = 0,1 \frac{(q_t - \sigma_{v0})}{\sigma'_{v0}}$$

Chen e Mayne (1996)

$$RSA = 0,53 \frac{q_t - u_2}{\sigma'_{v0}}$$

Módulo de Elasticidade de areias

O ensaio de cone não fornece medidas precisas de deformabilidade, no entanto inúmeras correlações entre o módulo e a resistência de ponta tem sido propostas.

Uma primeira estimativa do módulo E_{25} é $E_{25} = 1,5 q_c$ recomendada por Baldi et al. (1982)

Schmertmann (1970) - Estados Unidos:

$$E = 2a \text{ a } 3 q_c$$

Bergdahl et al. (1993)

q_c (MPa)	E' (MPa)
0,0-2,5	<10
2,5-5,0	10-20
5,0-10,0	20-30
10,0-20	30-60
>20	60-90

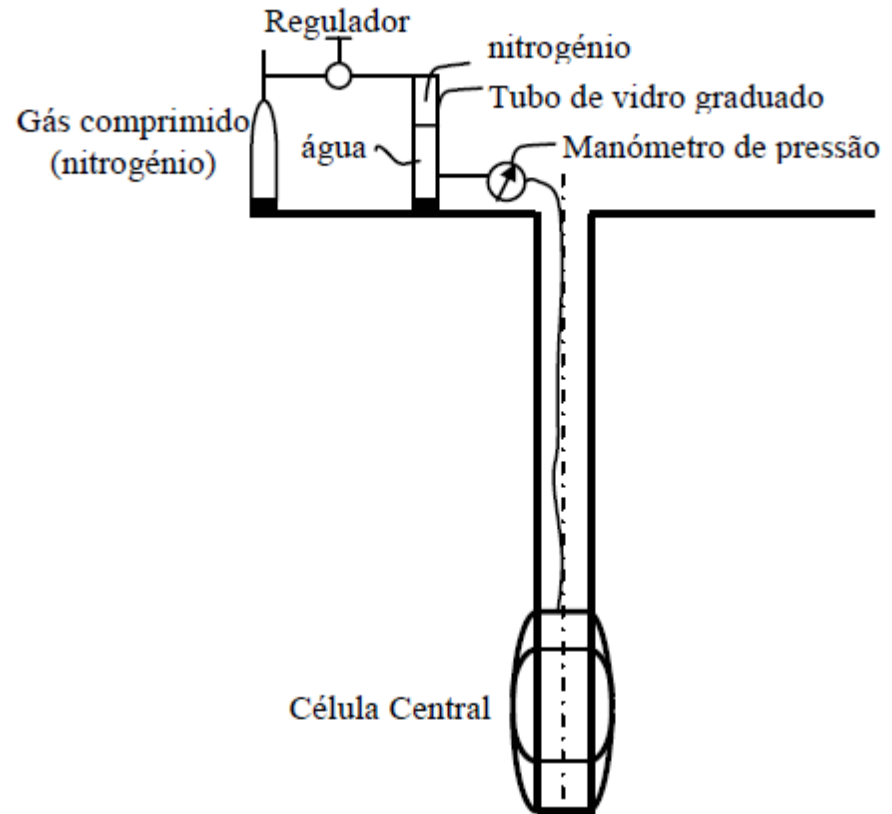
Módulo de Elasticidade não drenado de argilas

Não se recomenda a estimativa de E_u por meio de ensaios de cone. (Schnaid et al., 2014)

Pressiômetro de Ménard

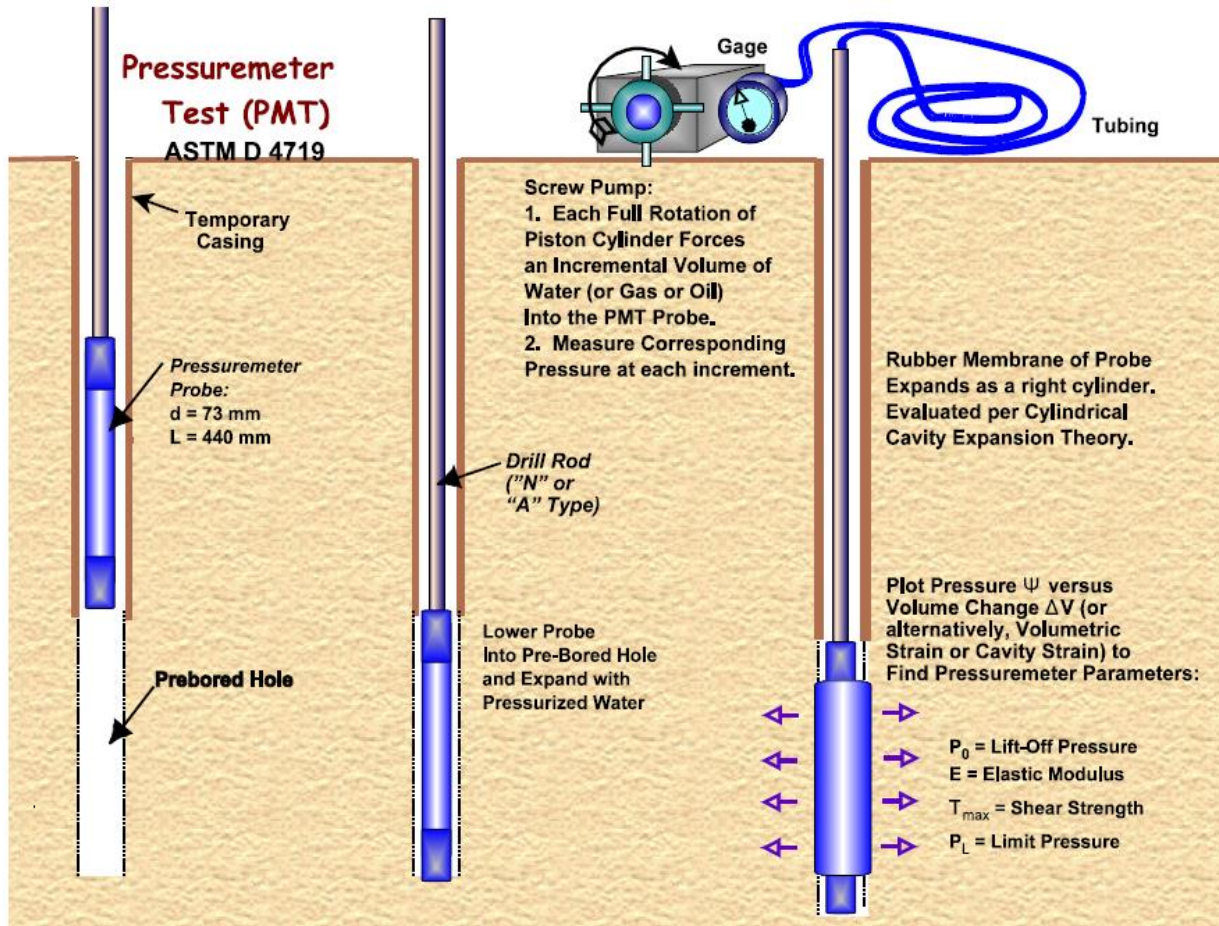
Desenvolvido por Ménard em 1955 – França
(instalado em pré-furo)

- Fundamento do ensaio: expansão volumétrica de uma cavidade cilíndrica no solo.
- Mede-se essa expansão e a pressão necessária para produzi-la.



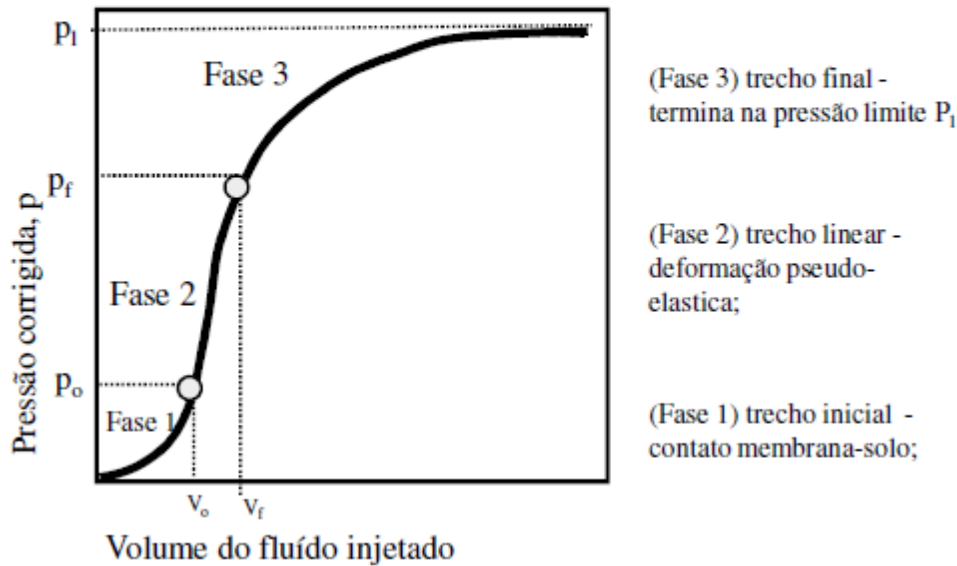
A sonda é colocada em um furo previamente aberto, com o mesmo diâmetro da sonda.

Procedimento



Em cada incremento de pressão , as leituras de volume injetado são feitas após 15, 30 e 60 s

Resultado do ensaio



Interpretação e parâmetros dos resultados do pressiómetro Menard

Tensão horizontal total: $p_0 = (\sigma_v - u)K_0 + u$
 Pressão de fluência: p_f
 Pressão limite: p_L

A pressão P_0 seria teoricamente igual a pressão horizontal total em repouso do solo.

Da teoria de expansão da cavidade cilíndrica:

$$G = V_m \frac{\Delta P}{\Delta V}$$

$$E_p = 2(1 + \nu) V_m \frac{\Delta P}{\Delta V}$$

Resultados do ensaio: p_L e E_p

Pressiômetro Auto Perfurante (SBPT) Camkometer



É dotado de uma ferramenta rotativa responsável pelo desmante do solo.

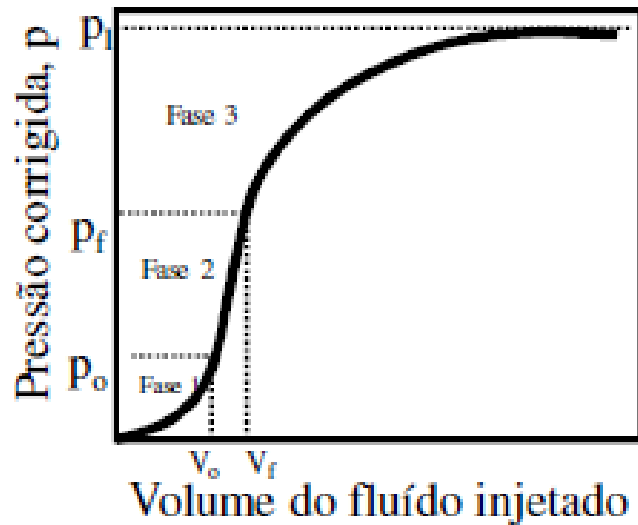
O equipamento é introduzido praticamente sem provocar deformação no maciço.

Aplica-se pressão de ar comprimido. São medidos o valor da pressão aplicada, da deformação radial (em três transdutores dispostos a meia altura da membrana) e da pressão neutra (transdutores situados na zona central da membrana)

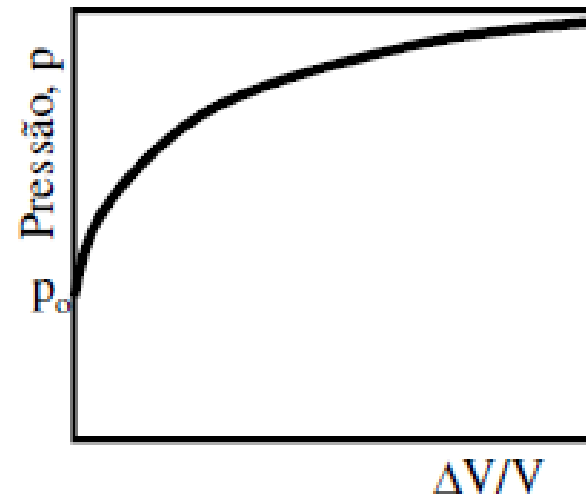
O ensaio é considerado não drenado nos solos argilosos e drenado nos solos arenosos.

Comparação dos resultados

Menard



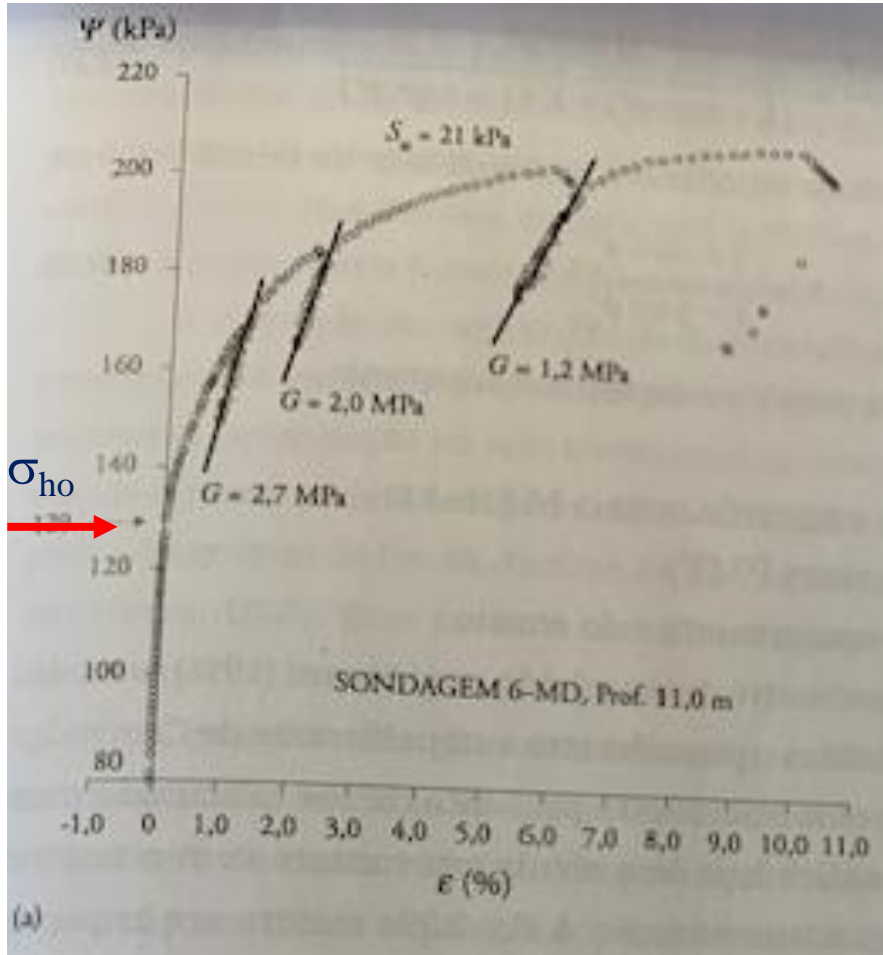
Autoperfurante



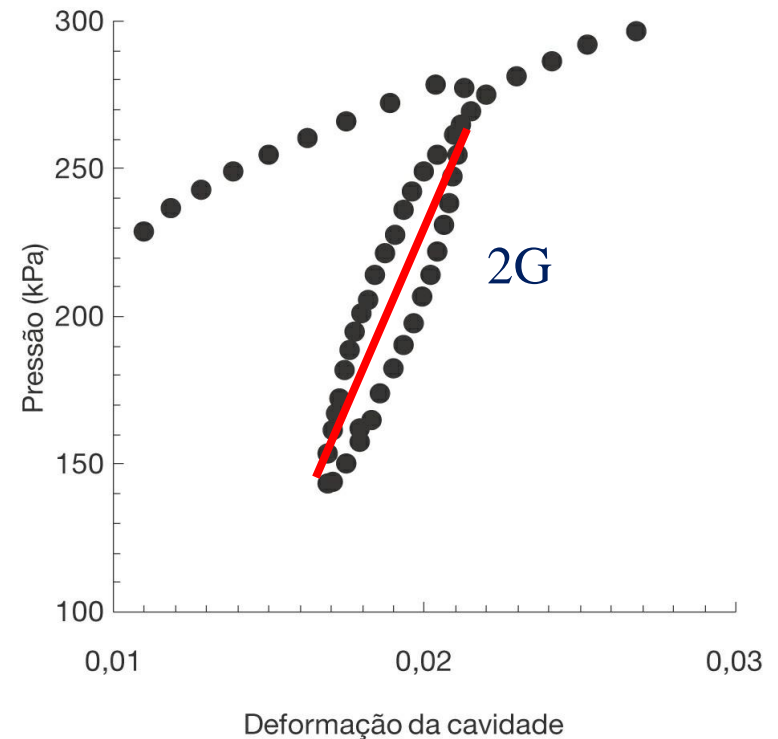
É possível determinar a tensão horizontal total de repouso e o valor de K_0 .

Da teoria de expansão da cavidade cilíndrica tem-se

$$G = \frac{dp}{2\epsilon_c}$$



Por meio de ciclos de carga – descarga é varia-se o nível de deformação de modo a se ter a variação do módulo com o nível de deformação.



Parâmetros obtidos no ensaio pressiométrico

Módulo de Elasticidade

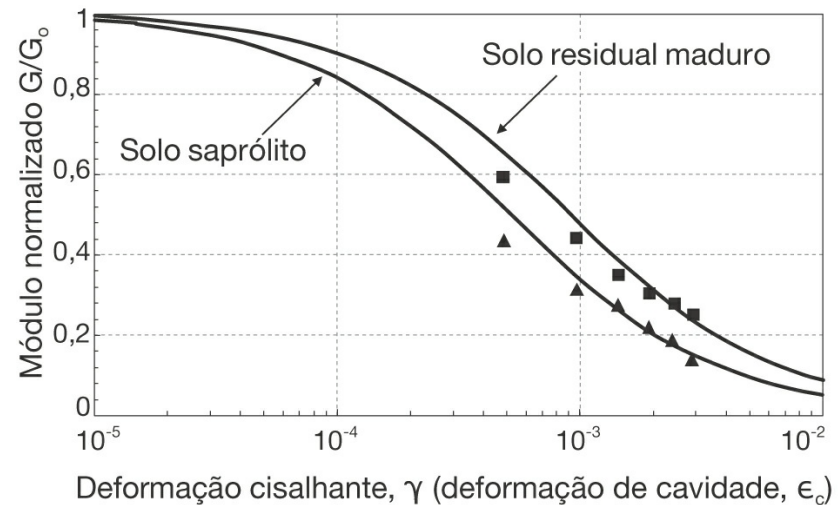
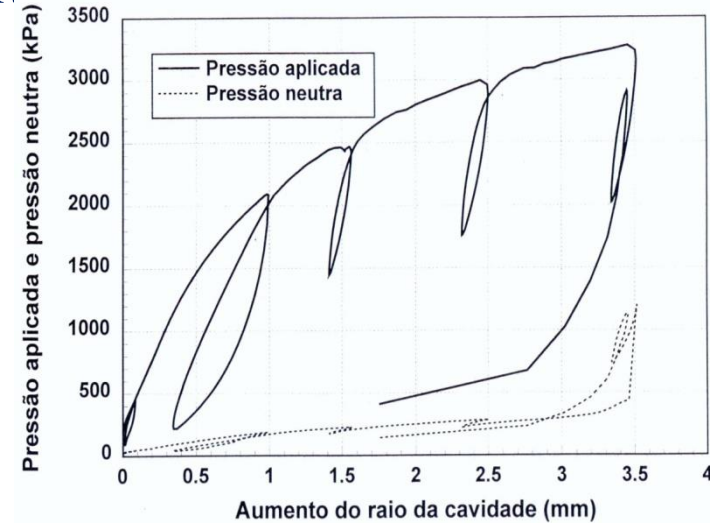
O módulo E_p no pressiometro de Menard é dado por:

$$E_p = 2(1 + \nu)V_m \frac{\Delta P}{\Delta V}$$

No pressiômetro autoperfurante calcula-se:

$$G = \frac{dp}{2\epsilon_c} = \frac{dp}{dV} \frac{V}{V}$$

As deformações cisalhantes impostas durante os ciclos de carregamento são da ordem de 0,1%.

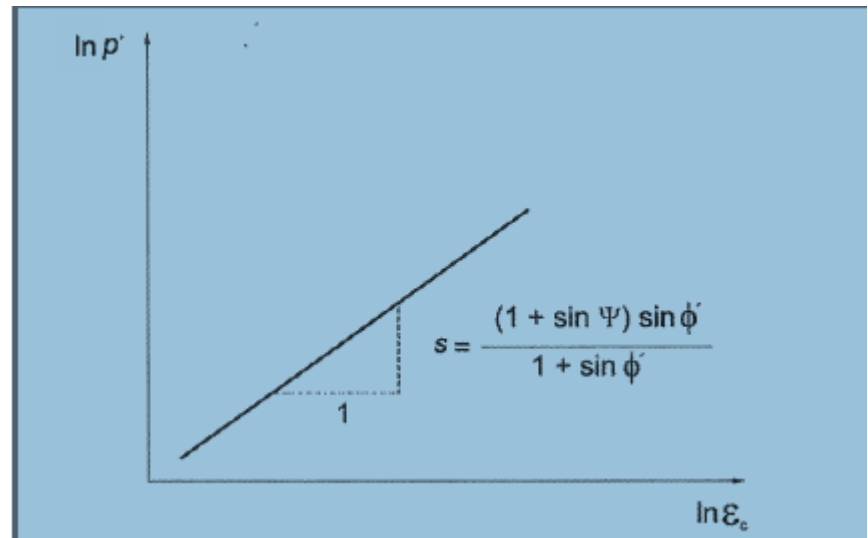


Correlação entre ϕ' e resultados do Ensaio Pressiométrico

A estimativa de parâmetros de resistência ao cisalhamento de areias por meio da análise do ensaio pressiométrico, instalado em condições ideais, é obtida plotando-se os resultados dos ensaios em escala logarítmica, tendo a tensão efetiva aplicada à cavidade nas abscissas e a deformação circunferencial corrigida nas ordenadas:

$$\epsilon_{\text{corr}} = \frac{r_i - r_o}{r_i} \quad \text{OU} \quad \epsilon_{\text{corr}} = \frac{\epsilon_c}{1 + \epsilon_c}$$

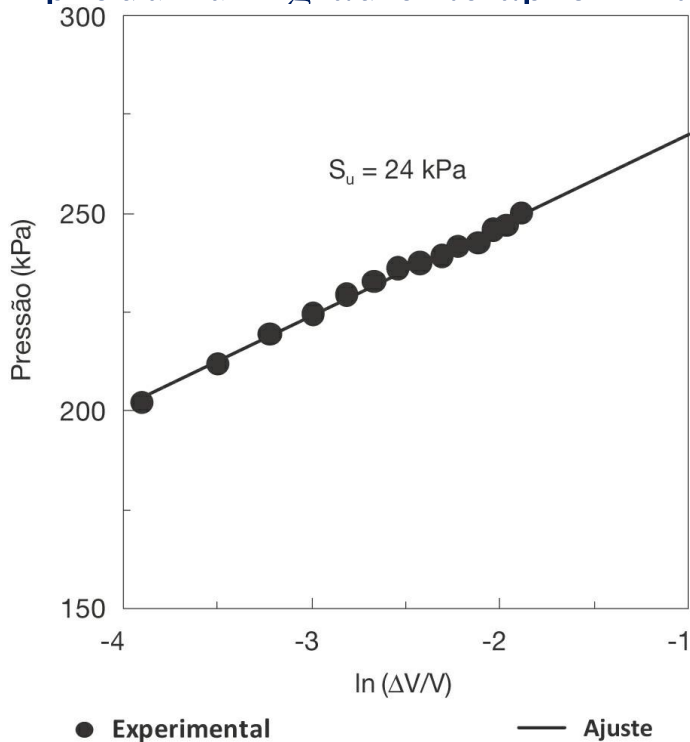
A inclinação S desse gráfico possibilita a estimativa do ângulo de atrito interno (ϕ') e da dilatância (ψ):



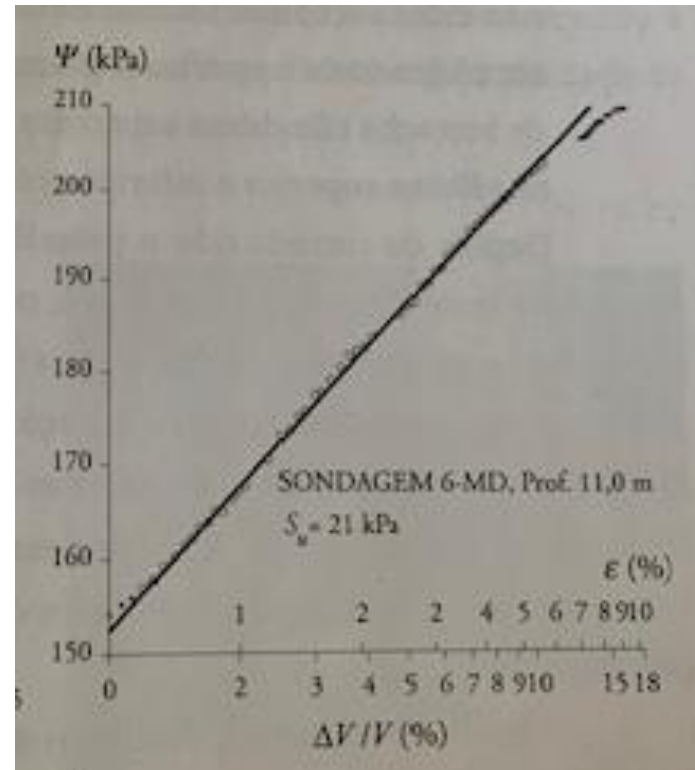
$$\text{sen} \phi' = \frac{S}{1 + (S - 1) \text{sen} \phi'_{\text{cu}}}$$

Determinação de S_u em ensaios pressiométricos

Por meio da teoria da expansão da cavidade cilíndrica, admitindo um carregamento não drenado, pode-se determinar a resistência não drenada S_u . Assume-se que a curva pressiométrica, quando expressa pela variação da pressão aplicada p contra o logaritmo natural da variação volumétrica específica produz um gradiente aproximadamente linear, cuja declividade é igual a S_u



Determinação de S_u em argila da Baixada Santista
Fonte: Árabe (1995a).



Dilatômetro de Marchetti - DMT

Origem: desenvolvido por Silvano Marchetti na Itália em 1975 – utilizado atualmente em 40 países

Consiste em aplicar pressões horizontais ao solo, através de uma membrana metálica muito fina de 6,0 cm de diâmetro, instalada na face lateral de uma lâmina muito delgada, produzida em aço inoxidável

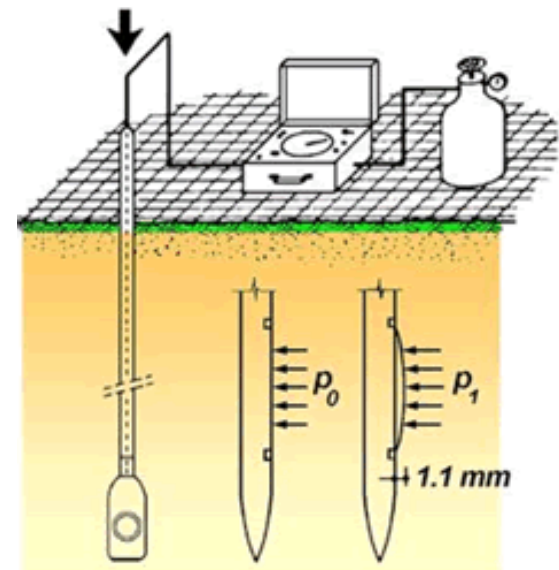


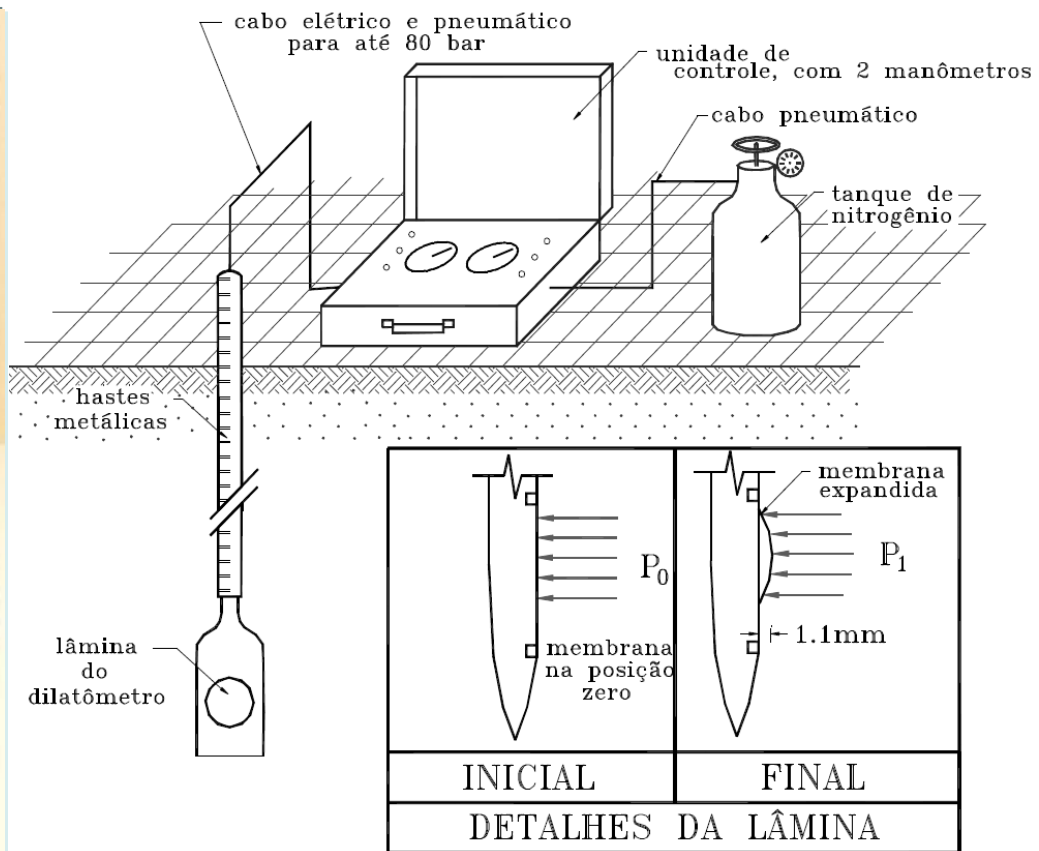
A lâmina de aço é cravada estaticamente no terreno (20 mm/s)

Attingido o ponto de ensaio, é injetado gás (nitrogênio, ar, etc.) sob pressão na célula, procedendo a 2 leituras: leitura A – pressão que coloca a membrana, inicialmente retraída, no mesmo plano da face rígida.

Leitura B – pressão que desloca o ponto central da membrana de 1,1mm para o exterior.

Feitas as correções necessárias, tem-se as pressões p_0 (pressão de contato) e p_1 (pressão de expansão).





QUADRO RESUMO DOS PARÂMETROS INTERMEDIÁRIOS			
PARÂMETRO	SÍMBOLO	EXPRESSÃO	SIGNIFICADO
Índice do material	I_d	$I_d = \frac{P_1 - P_0}{P_0 - \mu_0}$	Identificação do comportamento granulométrico do solo (argilas, siltes e areias)
Módulo dilatométrico	E_d	$E_d = 34,7 \cdot (P_1 - P_0) \text{ Kgf/cm}^2$	Quantificação da compressibilidade do solo
Índice de tensão horizontal	K_d	$K_d = \frac{P_0 - \mu_0}{\sigma'_{v0}}$	Avaliação do histórico de tensões, já aplicadas ao solo

Parâmetros obtidos no ensaio DMT

PARÂMETRO	SÍMBOLO	EXPRESSÃO
Índice do material	I_d	$I_d = \frac{P_1 - P_0}{P_0 - \mu_0}$

TAB. 2.9 CLASSIFICAÇÃO DE SOLOS A PARTIR DO ÍNDICE DO MATERIAL, I_{DMT} , DO DMT

Argilas			Siltes			Areias	
Sensíveis	Normais	Siltosas	Argilosos	Puros	Arenosos	Siltosas	Puras
$I_{DMT} < 0,1$	$0,1 < I_{DMT} < 0,35$	$0,35 < I_{DMT} < 0,6$	$0,6 < I_{DMT} < 0,9$	$0,9 < I_{DMT} < 1,2$	$1,2 < I_{DMT} < 1,8$	$1,8 < I_{DMT} < 3,3$	$3,3 < I_{DMT}$

Fonte: Marchetti (1980).

Correlação entre ϕ' e resultados do DMT

É proposta a seguinte expressão, válida para ID superior a 1,8 (Marchetti et al., 2001)

$$\phi'(^{\circ}) = 28 + 14,6 \log_{10} K_d - 2,1 (\log_{10} K_D)^2$$

Determinação de S_u em ensaios DMT

O valor de S_u pode ser determinado por:

$$S_u/\sigma'_{vo} = 0,22 (0,5K_D)^{1,25} \quad (\text{Marchetti et al., 2001})$$

Determinação de RSA em ensaios dilatométricos

$$RSA=(0,5K_D)^{1,56} \quad \text{para } I_D < 1,2$$

$$RSA=(0,67KD)^{1,91} \quad \text{Para } I_D > 1,2$$

Determinação de E em ensaios DMT

$$E=FE_D$$

TAB. 6.1 Valores do fator de conversão F

Tipo de solo	Módulo	F	Referência
Coesivo	E_i	10	Robertson, Campanella e Gillespie (1988)
Arenoso	E_i	2	Robertson, Campanella e Gillespie (1988)
Arenoso	E_{25}	1	Campanella et al. (1985)
Arenoso NA	E_{25}	0,85	Baldi et al (1986a)
Arenoso PA	E_{25}	3,5	Baldi et al (1986a)

Fonte: Luteneegger (1988).

O valor de E medido no DMT corresponde a valores na faixa das grandes deformações. Estão sujeitos a dispersões significativas.

Determinação de K_0 em ensaios DMT

Argilas

$$K_0 = \left(\frac{K_D}{1,5} \right)^{0,47} - 0,6 \quad (\text{Marchetti, 1980})$$

(para $I_D < 1,2$)

Table 7.15 Lateral soil pressure from Dilatometer test (Kulhawy and Mayne, 1990).

Type of clay	Empirical parameter β_0	Over consolidation ratio (OCR)				
		Formulae	2	5	10	15
Insensitve clays	0.5	$(K_D * 0.5)^{1.56}$	1.0	4.2	12	23
Sensitive clays	0.35	$(K_D * 0.35)^{1.56}$	N/A	2.4	7	13
Glacial till	0.27	$(K_D * 0.27)^{1.56}$	N/A	1.6	4.7	9
Fissured clays	0.75	$(K_D * 0.75)^{1.56}$	1.9	7.9	23	44

Para depósitos antigos, recomenda-se (Lunne et al., 1990):

$$K_0 = 0,34 K_D^{0,54} \quad \text{para} \quad \frac{S_u}{\sigma'_{v0}} < 0,8$$

$$K_0 = 0,68 K_D^{0,54} \quad \text{para} \quad \frac{S_u}{\sigma'_{v0}} > 0,8$$

Areias ainda não há estudos conclusivos

ENSAIOS SÍSMICOS CROSSHOLE E DOWNHOLE

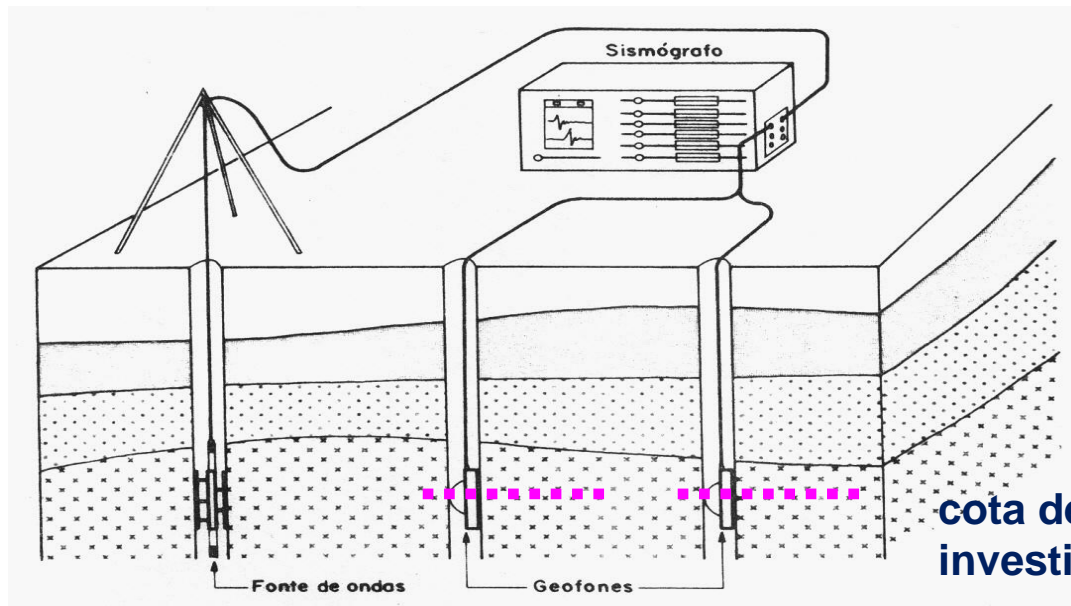
Baseados na determinação “in situ” de V_s e V_p

$$G_{\max} = \rho \cdot V_s^2$$

Ensaio “Crosshole”

“Transmissão direta entre furos” ou “ensaio sísmico entre furos”

- ✓ A onda sísmica é gerada em um furo, registrando-se a sua chegada em um ou mais furos adjacentes



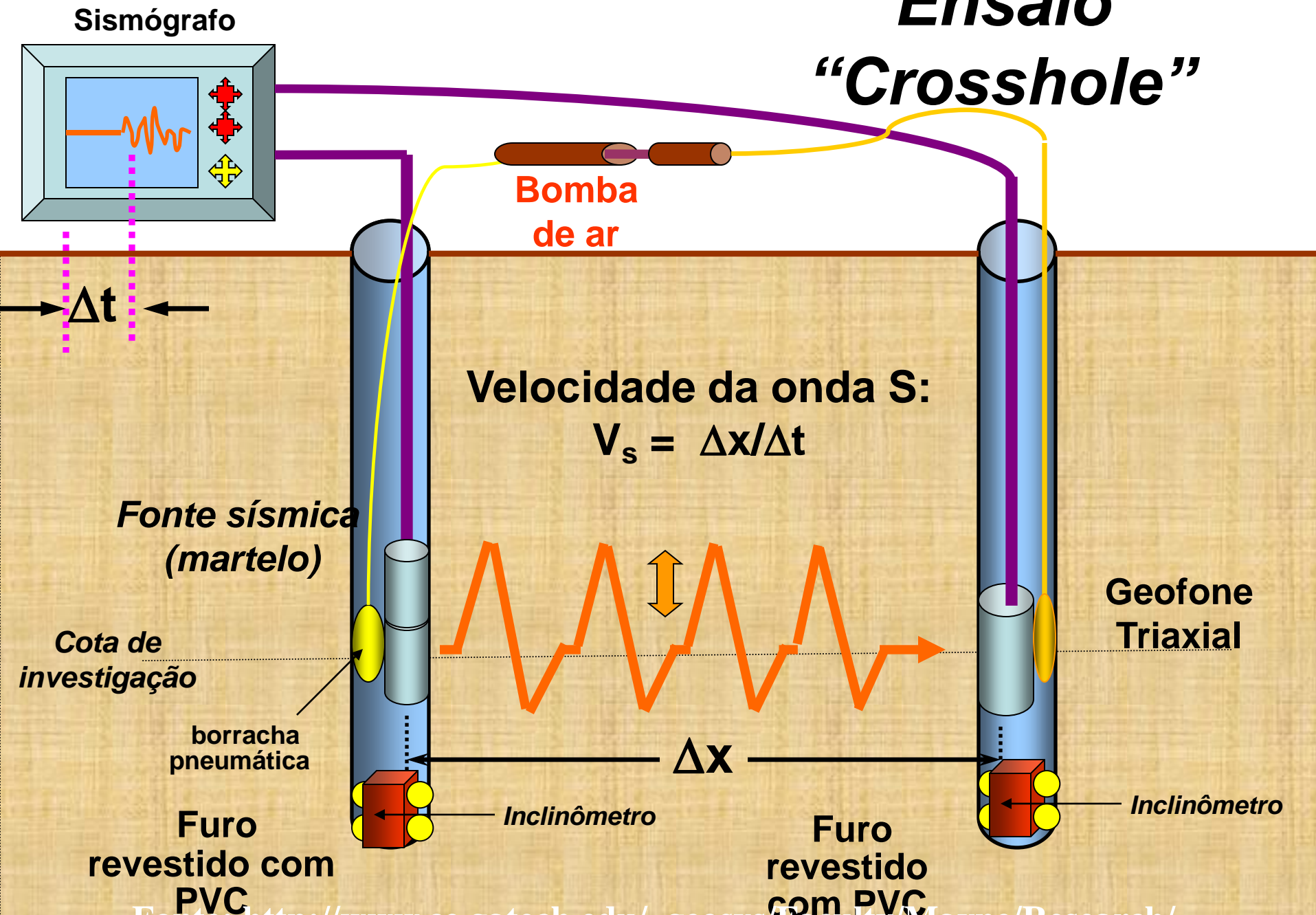
(Fonte: Dourado, 1984)

Objetivo: Determinação precisa dos valores de V_s “in situ”

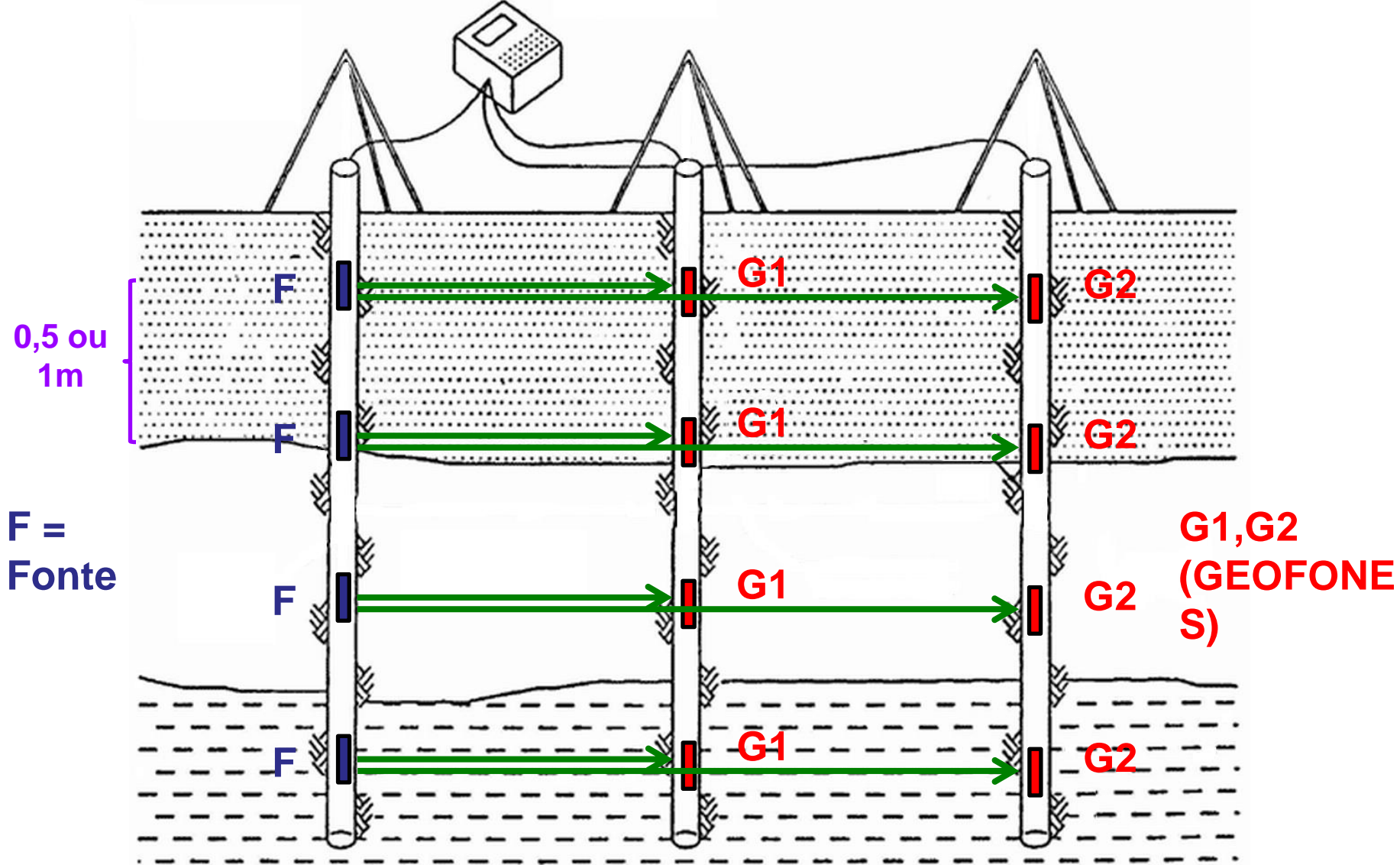
⇒ É o ensaio mais preciso para obtenção de perfis de velocidades sísmicas em subsuperfície

Ensaio

“Crosshole”

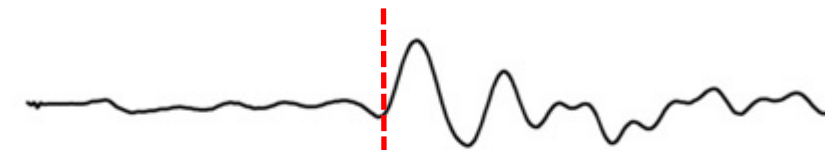
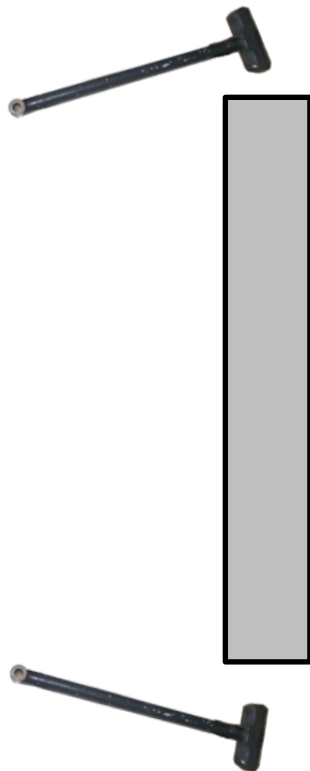


Ensaio CROSSHOLE: como o ensaio é realizado?

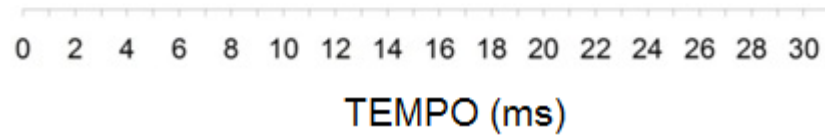
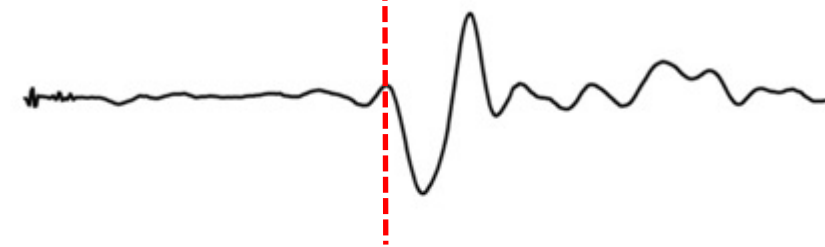
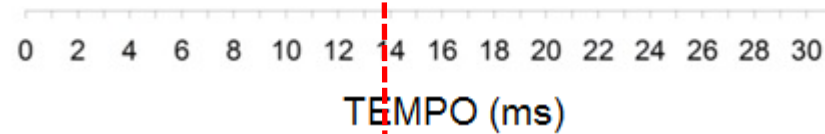


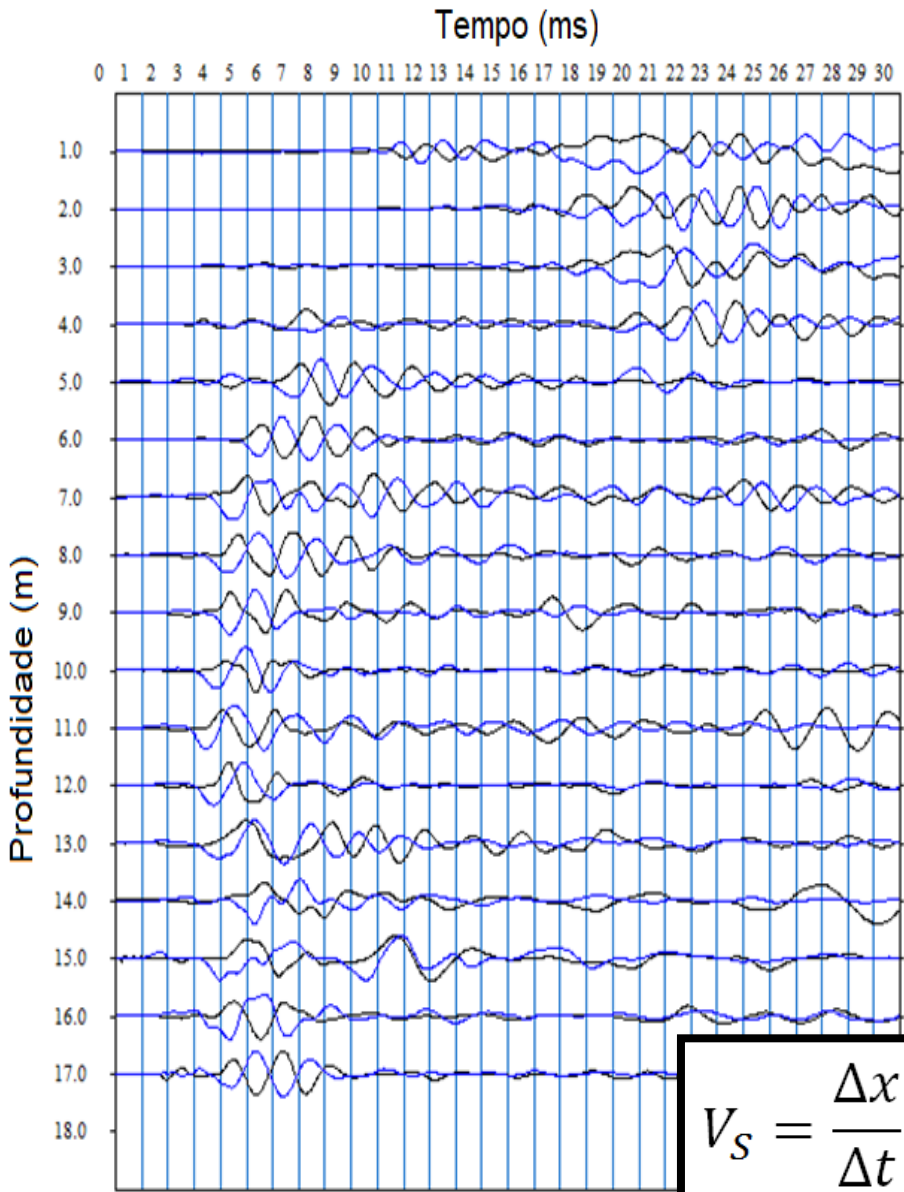
A fonte de ondas e os geofones são posicionados na mesma cota

A onda cisalhante (onda S) tem a capacidade de polarizar-se

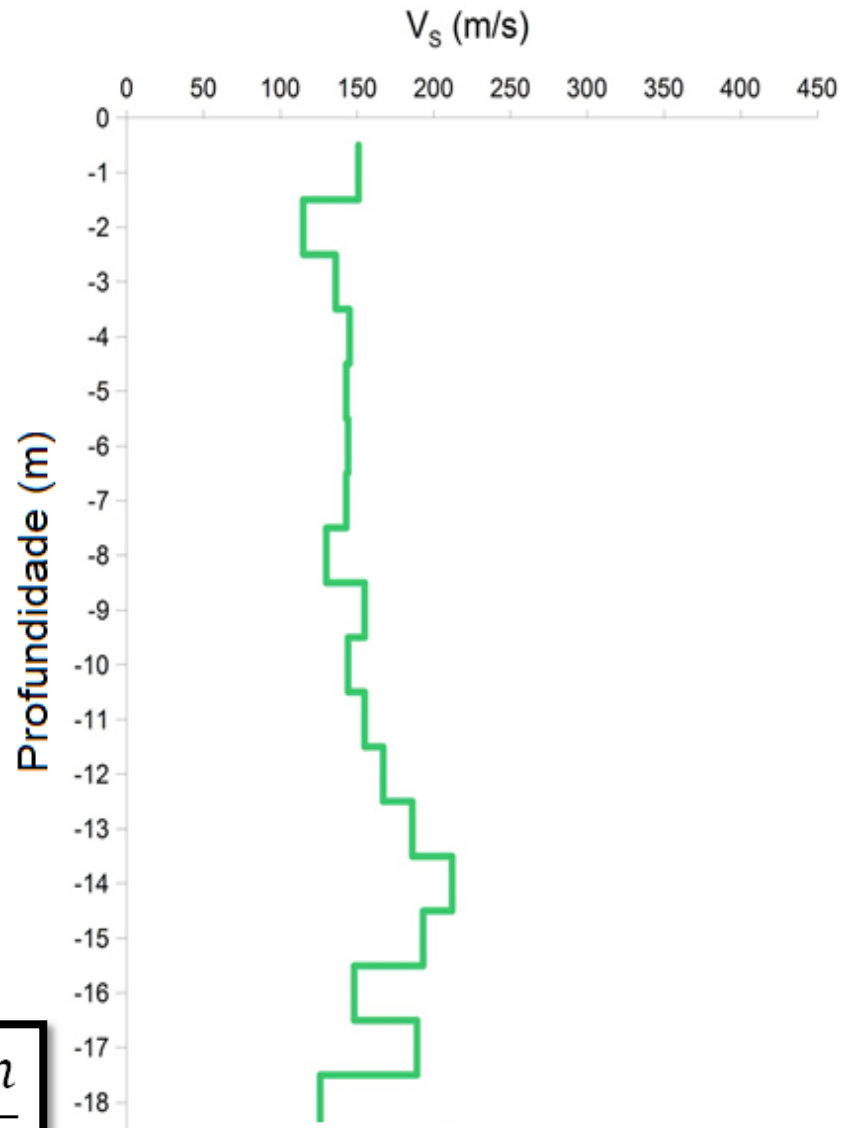


TEMPO DE CHEGADA DA ONDA S



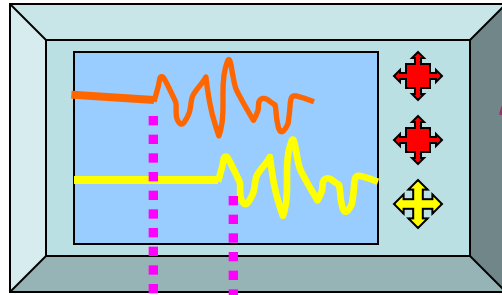


$$V_s = \frac{\Delta x}{\Delta t} = \frac{3m}{\Delta t}$$



Ensaio *Downhole*

Sismógrafo



Bomba de ar



Barra horizontal
firmada contra o solo



Δt

z_1

z_2

Marreta



x



borracha
pneumática

Geofones de
componentes
horizontais

*Intervalo de
profundidade*

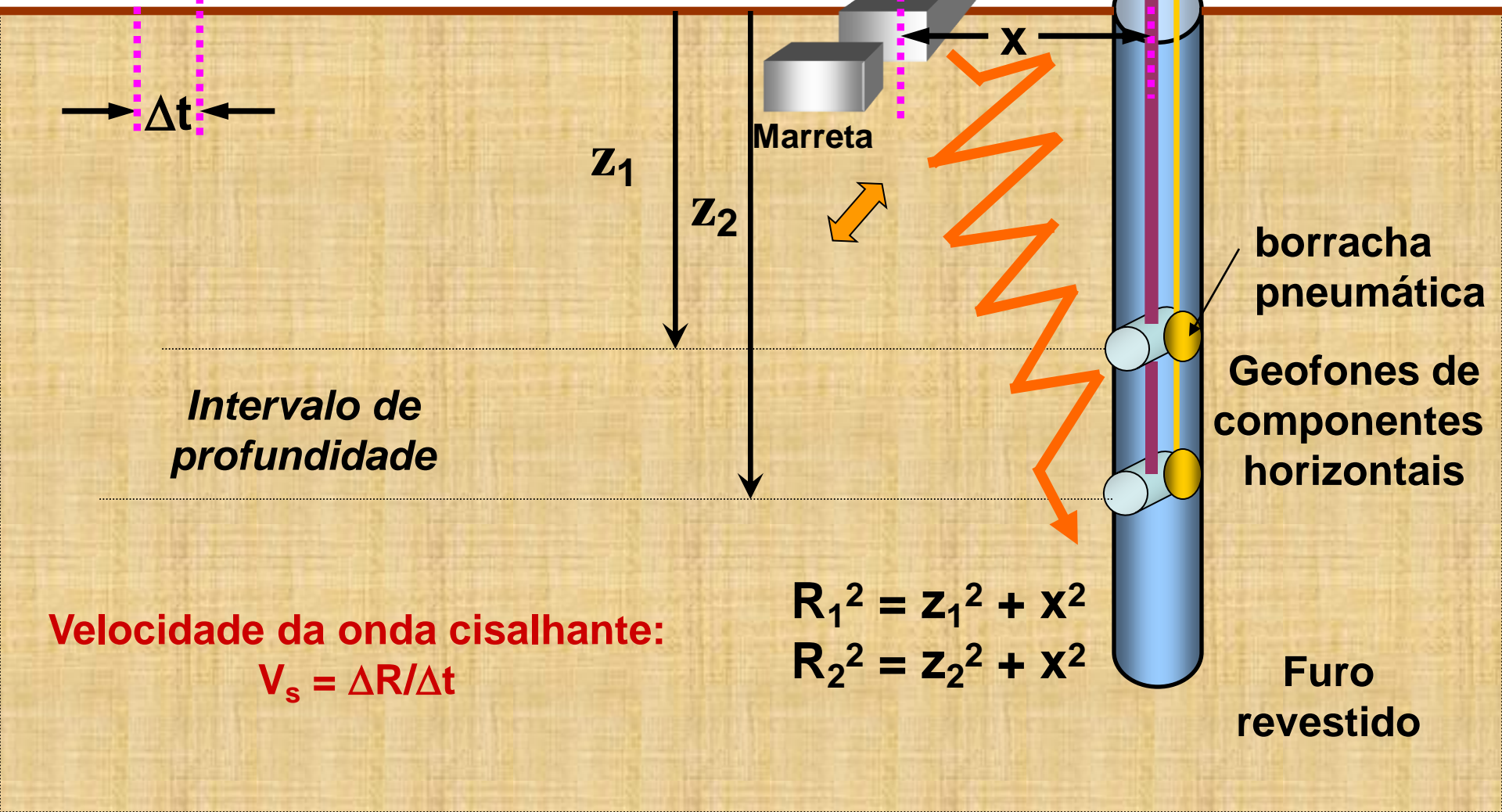
Velocidade da onda cisalhante:

$$V_s = \Delta R / \Delta t$$

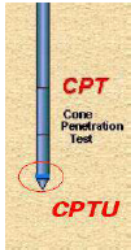
$$R_1^2 = z_1^2 + x^2$$

$$R_2^2 = z_2^2 + x^2$$

Furo
revestido



ENSAIOS HÍBRIDOS: SCPTu e SDMT



+ 2 geofones → CPTU sísmico (**SCPTu**)

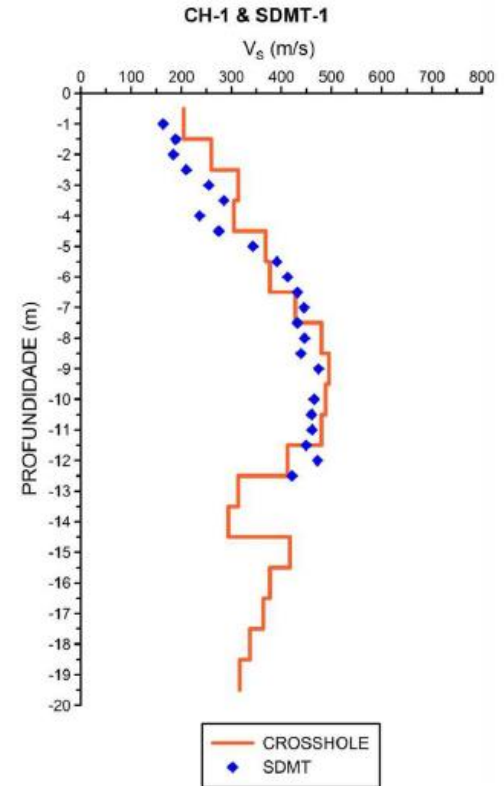
ou piezocone sísmico



+ 2 geofones → DMT sísmico (**SDMT**)

ou dilatométrico sísmico

Vantagem: a inserção da ponteira (SCPTu) ou da lâmina (SDMT) não requer a preparação de um furo



Correlações de G_0 com o N_{SPT}

Existem inúmeras correlações entre o valor do N_{SPT} (número de golpes em sondagens SPT com G_0

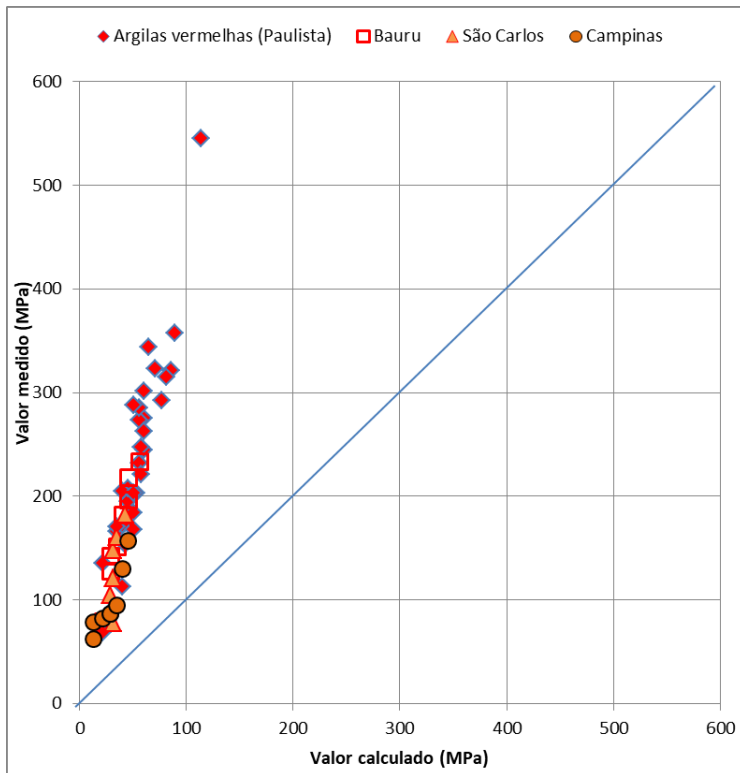
Reference	Correlations*
Ohsaki and Iwasaki (1973)	$G_0 = 11.5 N^{0.8}$
Imai and Tonouchi (1982)	$G_0 = 14.07 N^{0.68}$
Seed et al. (1983)	$G_0 = 6.22 N$

* G_0 in MPa

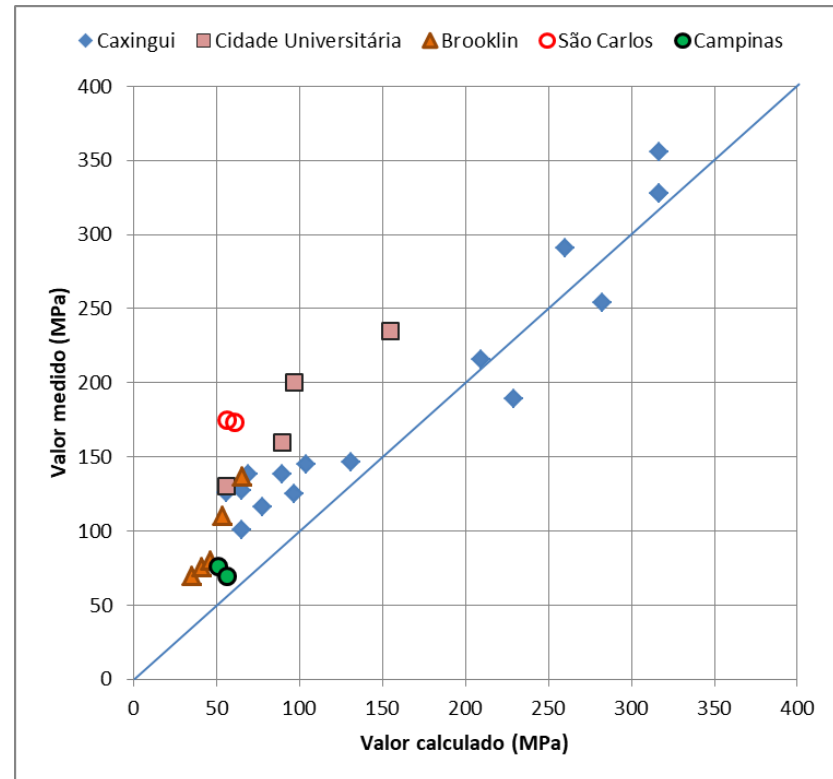
Os ensaios sísmicos, principalmente os realizados em solos tropicais, permitem identificar diferenças nos graus de cimentação, de alteração e de estruturação (aspectos importantes para a sua caracterização) e que muitas vezes **não são identificados pelas sondagens convencionais**

Comparação entre os valores de Go medidos (crosshole) em solos brasileiros lateríticos e saprolíticos e estimados pela expr. de Imai e al.(1982)

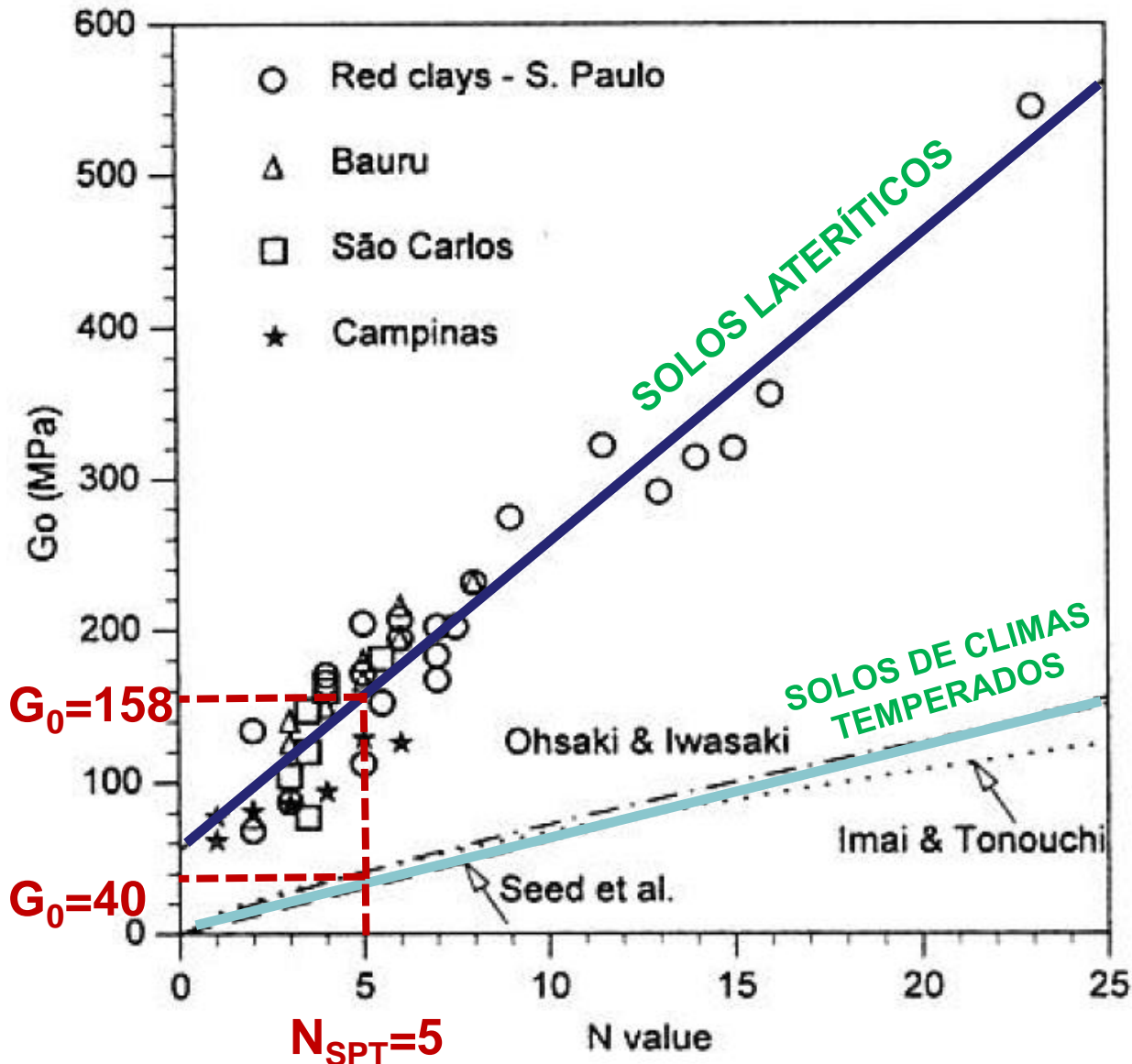
Barros, 1997



Solos lateríticos



Solos saprolíticos



$$G_0 = 56 + 20,3N_{SPT}$$

Reference	Correlations*
Ohsaki and Iwasaki (1973)	$G_0 = 11.5 N^{0,8}$
Imai and Tonouchi (1982)	$G_0 = 14.07 N^{0,68}$
Seed et al. (1983)	$G_0 = 6.22 N$

* G_0 in MPa

Solos lateríticos mostram rigidez muito mais acentuada do que seria de se esperar pelo valor do SPT

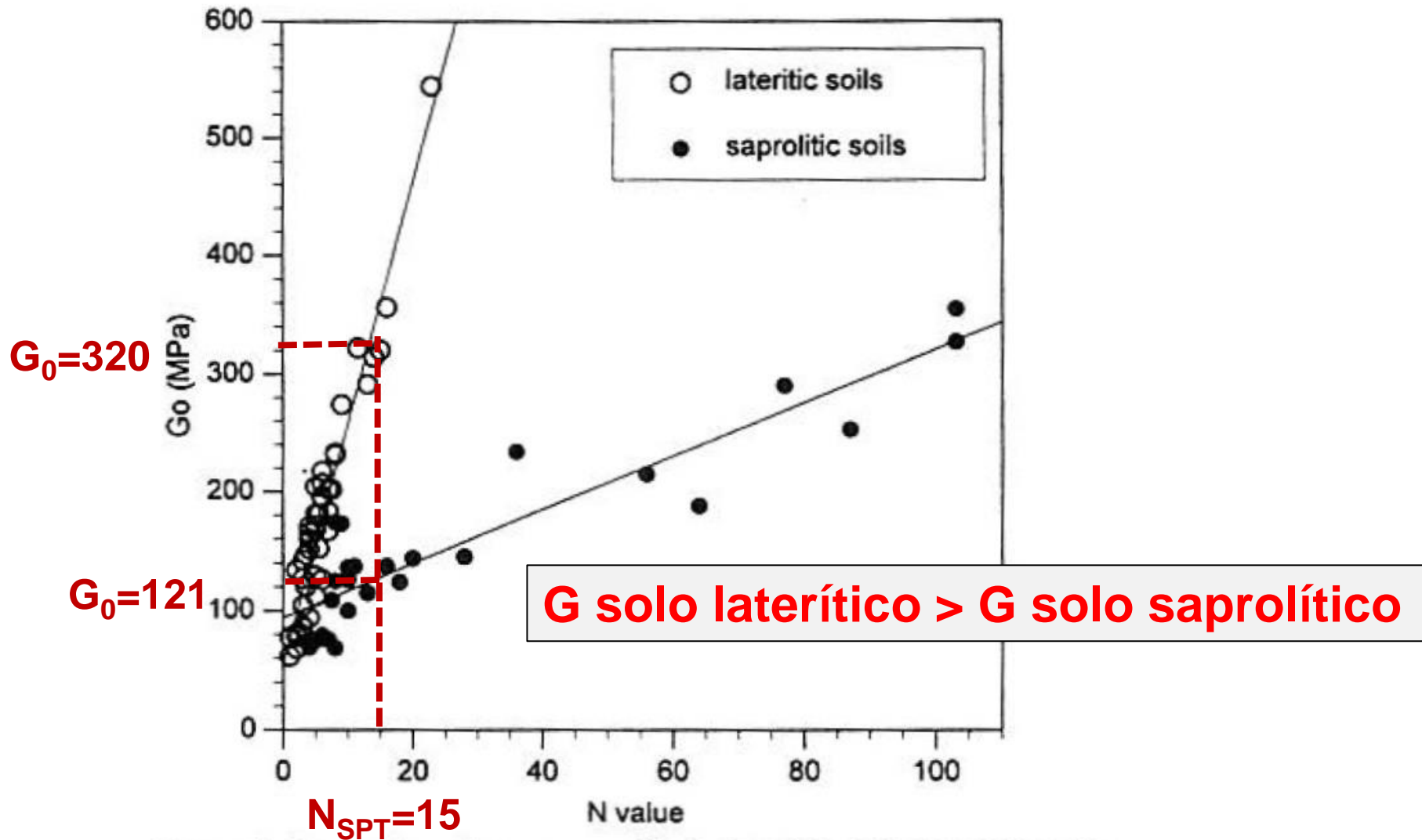


Figure 3. Comparison between results in lateritic and saprolitic soils.

Estimation of maximum shear modulus of Brazilian tropical soils from Standard Penetration Test

Evaluation du module de cisaillement maximum des sols tropicaux brésiliens à l'aide de l'Essai SPT

- Informação extremamente importante na análise da rigidez de nossos solos é saber se o solo apresenta características lateríticas ou não.
- Relação G_0 x N_{spt} é extremamente eficaz para identificação dos solos lateríticos.

RESUMO

Laboratório / Campo	Ensaio	Parâmetro																
		Identificação do solo	Perfil do terreno	u	σ'_a	Cc e Cr	C_v / C_h	C_u	RSA	ϕ'	S_u	S_e	K_o	Go	E	Curva tensão-deform.	k	LIQUEFAÇÃO
Laboratório	Adensamento				A	A	A	A	A		A							
	Cisalhamento direto									B								
	Compressão Simples										B	B						
	Triaxial UU										B							
	Triaxial CIU									A	A					B		
	Triaxial CID									A						B		
	Coluna ressonante													A		A		
	Bender elements													A				
Campo	SPT	A	A	A	C	C			C	C	C			C	C			A
	Vane Test	B	C						B		A	A			C	C		
	CPTU	A	A	A	C	B	A		B	B	B		B		C	C	B	A
	Pressiômetro	B	B			C			C	B	B		C		B	C		C
	Camkometer	B	B	A		A	A		A	A	A		A		A	A	B	A
	DMT	B	A			C			B	C	B		B		B	C		B
	Cross hole	C	C											A				B
	Down hole, SCPTU, SDMT													A				B

A: aplicabilidade alta;

B: pode ser usado;

C: aplicabilidade baixa

Modificado de Lunne et al. (1997)
Boules (1996)

OBRIGADO!

Referências Bibliográficas:

- Barros, J. M. C. (1997) – Módulo de Cisalhamento de Solos Tropicais. Tese de Doutorado. EPUSP.
- Bjerrum, L. (1973) – Problems of soil mechanics and construction on soft clays. Proc. ICSMFE, 8, Moscow.
- Budhu, M. (2013) – Fundações e Estruturas de Contenção. LTC Livros Técnicos e Científicos Editora.
- Fernandes, M.M. (2014) – Mecânica dos Solos. Oficina de Textos.
- Lambe, W. e Whitman, R. (1969) – Soil Mechanics. John Wiley & Sons.
- Look, B. (2007) – Handbook of Geotechnical Investigation and Design Tables. Taylor and Francis / Balkema
- Ortigão (2007) – Introdução à Mecânica dos Solos dos Estados Críticos. Terratek.
- Pinto, C. S. (2011) – Curso Básico de Mecânica dos Solos. Oficina de Textos
- Robertson, P. K. (1990) – Soil classification using the cone penetration test. Canadian Geotechnical Journal, V. 27, n.1
- Schnaid, F e Odebrecht, E. (2012) – Ensaio de Campo. Oficina de Textos
- Stroud, M. A. (1974) – The Standard Penetration Testing in Incentive Clays and Soft Rocks. ESOPT1, Estocolmo.
- Stroud, M. A. (1989) – Standard Penetration Test – Its Interpretation and Application. In: Geotech. Conf. on Penetration Testing in UK.