

# Soft Soil Brazilian Review

**4**

A necessidade do conhecimento dos módulos de deformação do solo.

**12**

Medindo-se a deformabilidade do solo e a determinação de seus módulos.

**42**

Conhecendo os parâmetros do solo e a utilização de simulação numérica.

## 36 - CONSULTA

Trabalhamos com construção de estradas e gostaríamos de saber como podemos obter o módulo do solo e sua variação utilizando a tomografia com imagem (MASW)

## A busca pelos módulos do solo.

**Somente a resistência do solo não é suficiente. Torna-se necessário o conhecimento dos módulos e sua evolução.**







A tomografia do solo, com imagem, para a obtenção do seu módulo.

A questão do conhecimento do módulo do solo mole, na geotecnia, é difícil, mas extremamente necessária, na medida em que ao construir obras geotécnicas, cada vez mais, torna-se obrigatório prever todos os principais movimentos e, imprescindível, sua deformação. Sabemos que solo mole é sinal de complexidade, estando bem longe da elasticidade linear, base da resistência dos materiais. Na verdade, outras importantes características como a não reversibilidade, dilatação, efeito do tempo e a anisotropia são inerentes para o comportamento do esqueleto do solo, devendo-se associar a sinistra poropressão. O desenvolvimento de modelos simples, do comportamento geral do solo, que compreende um grande número de parâmetros, acabam por conduzir ao X do problema. São modelos descomplicados, muitas vezes do tipo elastoplástico, ou mesmo elástico, em que os módulos de deformação considerados são adaptados ao tipo de solicitação específica da obra geotécnica. Assim, para uma mesma obra, não haverá apenas um módulo, mas inúmeros, devendo ser escolhido o mais adequado. Claro está que, a experiência da empresa

envolvida na obra, os resultados das sondagens e a instrumentação são de importância capital. A determinação dos parâmetros mecânicos, em especial os módulos de deformação do solo e o conhecimento de sua evolução, para pequenos a grandes valores, portanto, será de extremo valor. A impossibilidade da determinação da curva da evolução do módulo de cisalhamento, para pequenas ou grandes deformações, seja em laboratório ou no campo, e a necessidade do conhecimento do seu comportamento, implica na adoção de modelos específicos. Assim, nesta edição, apresentamos informações úteis acerca dos módulos de deformação e os parâmetros influenciadores, seguindo-se da compreensão para diferentes ensaios, em campo e em laboratório, necessários para determiná-los, para diferentes ordens de grandeza, de  $10^{-6}$  a  $10^{-1}$ . Na terceira matéria, a definição do modelo hiperbólico utilizado para obter-se a curva não linear, da evolução do módulo de cisalhamento do solo para pequenas e grandes deformações, além dos resultados da calibração do modelo.

Boa leitura.

M.Sc. Joaquim Rodrigues



SOFT SOIL BRAZILIAN INSTITUTE

Rua Correia de Araújo, 131- Barra da Tijuca  
Rio de Janeiro/ RJ- Brasil- CEP 22611-070  
Tel: (21) 31543250

EDIÇÃO

DIRETOR EDITORIAL  
M.Sc. Joaquim Rodrigues

DIRETORES ADJUNTOS

Engº Thomas Rodrigues  
Engº Roger Kim  
Engª Patricia Tinoco

PUBLICIDADE, ASSINATURA

Cleide Ferreira

EDITOR DE ARTE

Victor Peres  
REPRINTS EDITORIAIS  
Mariana Tati

FALE CONOSCO

www.softsoilgroup.com.br

@engegraut

(21) 3154-3250

atendimento@softsoilbrazilianinstitute.com.br

"Soft soil Brazilian Review" é uma revista digital com publicação bimestral

Receba notificação de nossa revista.

Inscreva-se em:

atendimento@softsoilbrazilianinstitute.com.br



REVISTA DIGITAL GEOTÉCNICA  
ESPECIALIZADA EM SOLOS MOLES.

33

Edição - Jan-/Fev - 2024

## Sumário

A necessidade do conhecimento dos módulos de deformação.

Joaquim Rodrigues 04

Medindo-se a deformabilidade do solo e a determinação de seus módulos

Patricia Tinoco 12

Conhecendo os parâmetros do solo e a utilização da simulação numérica.

Thomas Kim 42

04



12



42



## Capa



Obras geotécnicas estão ficando cada vez mais complexas, com a exigência de rapidez, tornando-se necessário caracterizar o comportamento do solo para as diferentes faixas de deformação exigidas pelo projeto. A realidade do conhecimento necessário, no entanto, fica restrito apenas ao entendimento da resistência do solo. Para caracterizá-lo completamente, torna-se necessário um estudo detalhado da evolução do módulo de cisalhamento com o processo deformativo.

## Seções

Editorial 02

Agenda 14

Consulta 36

softsoilbrazilianinstitute.com.br



M.Sc. Joaquim Rodrigues

Carregamentos aplicados sobre o solo, induzem deformações que, por vezes, comprometem totalmente sua estrutura. Para tanto, exige-se estudo geotécnico, afim de se obter seus verdadeiros parâmetros, objetivando-se a escolha do modelo do solo representativo. Os parâmetros que caracterizam a deformabilidade do solo são o módulo de deformação, o coeficiente de Poisson ( $\nu$ ) e o amortecimento (D). A noção de módulo geotécnico refere-se ao conjunto de deformações e tensões aplicadas ao solo. Trata-se de um parâmetro extremamente complexo já que, de um modo geral, o solo acumula propriedades elásticas, plásticas e até viscosas podendo, inclusive, manifestar-se de maneira conjunta somando-se, ainda, os efeitos de fluência e de fadiga. Modernamente normatizou-se o conceito de módulo e, gradualmente, somos conduzidos a executar obras em que prioriza-se o conhecimento das deformações e dos deslocamentos. Até recentemente, estávamos satisfeitos com a justificativa de “até a rutura” e a aplicação de coeficientes de segurança que conduziam a “deformações admissíveis” para nossas obras. Tais cálculos de deformação, evidentemente, só são justificados para a presença de deformações muito pequenas, o que implica em adotar coeficientes de segurança bem superiores ao habitualmente utilizados. Por outro lado, a estimativa de grandes deformações torna-se necessária pelo comportamento inerente ao solo mole. Desta forma, é extremamente importante promover a consolidação efetiva do solo mole, neutralizando seu processo de recalque, utilizando o geoenrijecimento. A utilização de técnicas paliativas, a base de colunas é problemática, já que incide uma grande quantidade de recalque, inerente ao processo de consolidação não

Figura 1 - O desconhecimento do processo de deformação do solo, pelo projetista, ocasionou deformações nos elementos de fundação direta desta obra logística, havendo a necessidade de se melhorar o solo e a reaprumar os pilares.

# A NECESSIDADE DO CONHECIMENTO DOS MÓDULOS DE DEFORMAÇÃO DO SOLO





tratado. Esta quantidade de recalque ou deformação, deverá ser quantificada, a nível de prejuízos a curto, médio e longo prazos, essencial para a estimativa financeira do projeto. Este importante detalhe, frequentemente é esquecido,

Na realidade, dever-se-á entender que o solo de fundação irá conviver com outros materiais, geralmente industriais e, portanto, bem mais homogêneos a nível de comportamento e, também, que apresentam características de deformabilidade bem conhecidas e sujeitas a pouquíssima variabilidade. O solo mole, sem melhoramento estará, portanto, interagindo com concreto, aço, madeira, plásticos, etc. Por outro lado, a geometria das obras geotécnicas costuma ser complicada e, raramente, há soluções matemáticas simples. Quando se idealizam, no entanto, quase sempre são modelos simples, com comportamento de solo homogêneo. Um geotécnico, com experiência em melhoramento de solos moles, leva em conta o comportamento real, mais complexo do solo em questão, realizando cálculos capazes de explicar seu comportamento efetivo, obtendo parâmetros exclusivos. Para a primeira situação, apresentada acima, os parâmetros são únicos, tratando-se de um módulo do tipo elástico por exemplo, com uma hipótese sobre o valor do coeficiente de Poisson. Para a segunda, haverá vários parâmetros a serem determinados, de acordo com as leis do comportamento adotadas, com todas as dificuldades inerentes a sua mediação e a correta obtenção de amostras de solo ou de sondagens representativas. Apresentaremos definições dos diferentes módulos existentes e a forma como são medidos e utilizados. Há um grande número de testes e procedimentos para determiná-los, havendo a necessidade de reconhecer que o geotécnico experiente saberá especificá-los. Mas a realidade é que erros grosseiros são comuns, quando se avalia ou calcula o recalque em uma obra, onde há solos moles, exatamente pela falta da compreensão do real significado do termo “módulo”, ocorrendo estimativas irreais de seu valor. Esse erro, comumente, leva a consequências graves com prejuízos, depreciação do imóvel, litígios, etc. Por outro lado, segurança excessiva é, portanto, cara e inútil. Esta é a realidade do solo mole.

## A CONDIÇÃO ELÁSTICA E OS ENSAIOS ELEMENTARES.

A realidade antiga supunha que corpos sólidos eram indeformáveis. Esta grande simplificação não nos impede, ainda hoje, de abordar e justificar o comportamento à ruptura. Consideramos que blocos indeformáveis deslizam uns sobre os outros, ao longo das linhas de “ruptura” (ou de menor resistência), onde a resistência última ao cisalhamento é alcançada. Convenhamos que o material elástico é que melhor representa o conceito de módulo de deformação. O corpo perfeitamente elástico, com comportamento linear e isotrópico, é o mais simples e possui propriedades idênticas em todas as direções do espaço. Evidentemente, nem sempre é o caso, e um exemplo claro é o da madeira que, devido ao seu crescimento, não possui as mesmas propriedades vertical e horizontalmente. Outros materiais comportam-se da mesma maneira, devido ao seu método de desenvolvimento e construção. Para o solo, no domínio limitado das tensões aplicadas, nas obras geotécnicas, poderemos admitir que a elasticidade rege seu comportamento. Assim, considerando-se, por exemplo, formações aluvionares, com seu modo de deposição em camadas horizontais, é fácil entender seu estado mecânico anisotrópico. Por outro lado, não é o caso de maciços de solos que sofreram forças tectônicas, cujas propriedades são ainda mais anisotrópicas. Assim, a natureza elástica de um solo, só é verdadeira dentro da faixa das tensões sofridas o que, geralmente, é apenas uma função muito variável, dependendo do

material e da gama total de tensões mobilizadas para alcançar a ruptura. Nesta matéria, o termo elasticidade utilizado, implica em elasticidade linear e isotrópica.

## O ENSAIO DE COMPRESSÃO E O DE TRAÇÃO.

A medida mais simples e direta, de caráter elástico e isotrópico de um sólido, é verificada com uma amostra, com forma cilíndrica, com seção  $S$ , através de um ensaio simples de compressão ou de tração. O comportamento do sólido é calculado por  $\Delta L/L = \epsilon_z = \sigma_z/E$  e o alongamento por  $\Delta L = FL/ES$ . Por convenção, o processo compressivo  $\sigma_z$  é negativo e positivo no caso de tração, permitindo obter-se o módulo de elasticidade (de Young)  $E$ . Este trabalho deformativo longitudinal, é acompanhado por deformações laterais, identificadas pelo coeficiente de Poisson  $\nu$ , na forma de  $\epsilon_x = \epsilon_y = -\nu \sigma_z/E$ , sua segunda característica representativa de material linearmente elástico. Estas três relações conduzem e explicam a variação volumétrica do sólido, desta maneira

$$\frac{\Delta V}{V} = \epsilon_x + \epsilon_y + \epsilon_z = \frac{\sigma_z}{E} (1 - 2\nu)$$

verifica-se que um dispositivo, que permite medir apenas a variação do volume  $\Delta V$  não permita acessar diretamente o módulo. Se considerarmos  $\nu=0,5$ , valor máximo do coeficiente de Poisson, a variação volumétrica será nula e o solo será deformável, porém incompressível.

É, portanto, a medição simultânea da deformação  $\epsilon_z$  e  $\epsilon_x$  que deve ser consconsiderada, o que apresenta dificuldades operacionais, relacionadas ao fato da força  $F$  ser, geralmente, aplicada através de placas rígidas intermediárias de contato, nas extremidades do corpo de prova, que impedem, pelo atrito, a deformação radial livre neste nível, causando a conhecida deformação do sólido na forma de barril. A utilização de Teflon, no entanto, permite fazer o teste sem problemas.

De uma maneira esquemática, o módulo de deformação pode ser entendido da seguinte maneira:

$$\text{Módulo de cisalhamento} = A (\text{solo}) \times B (\text{densidade}) \times C (\text{pressão})$$

Onde:

A (solo) Parâmetro ligado a natureza do solo argiloso;

B (densidade) Parâmetro que leva em conta sua densidade;

C (pressão) Parâmetro relacionado à pressão de confinamento.

## A CARACTERIZAÇÃO ELEMENTAR DO SOLO

Como vimos, o solo é diferente de qualquer material elástico, linear e isotrópico. É composto por um esqueleto de partículas, cercados por água e ar, caracterizado por um comportamento extremamente peculiar:

- ◆ Ausência de resistência a tração
- ◆ Comportamento não linear
- ◆ Deformação irreversível
- ◆ Anisotropia quase sempre ortotrópica (depende da direção em que é observado).
- ◆ Sofre efeito do tempo (fluência, relaxação e fadiga)

Todos estes fenômenos influenciam a determinação dos valores dos módulos do solo e, claro, e na escolha das leis que ditam seu comportamento, criando-se uma notável dificuldade para o engenheiro geotécnico. Estamos nos referindo a solos argilosos moles, extremamente complexos, muito pouco permeáveis, com matriz de partículas extremamente finas e estruturas bem particulares, onde os fenômenos eletroquímicos desempenham papel importante. Normalmente saturados, suas partículas elementares são rodeadas de água adsorvida, inseparável, ao mesmo tempo em que banham-se na chamada água livre. No início, é o conjunto solo-água que absorve a carga aplicada, sendo predominantemente a água que incorpora toda a carga. Não há drenagem e a água não escapa. A longo prazo, no entanto, o excesso de poropressão criado, diminui lentamente, até o ponto em que os grãos começam a se encostar, promovendo-se esforços efetivos havendo, paralelamente, o esgotamento da poropressão. É com este perfil, que o solo mole reage a um carregamento e que interessa ao geotécnico, que deverá interpretar o SPT e, quando muito, promoverá a difícil coleta de amostras para a realização de ensaios triaxiais e edométricos em laboratório, estabelecendo dois campos de tensões diferenciados no solo mole. O primeiro, desviatório, provoca deformações provenientes do cisalhamento e o segundo, chamado esférico, considera as deformações da compressão. Não importa, a sondagem de caracterização já informa que há solo mole e, conseqüentemente, muita deformação e até rupturas, com a ocorrência de carregamentos precipitados. O melhoramento efetivo do solo, ou seja, somente a realização de sua consolidação, fará com que se obtenha a segurança necessária. Para entender o comportamento de um solo mole é necessário, primeiro, definir as características que comandam, esse comportamento. A geometria da obra geotécnica que se levanta, associada a variação do carregamento imposto, induzem deformações crescentes no solo de fundação. Torna-se necessário, portanto, conhecê-lo, obtendo-se seus parâmetros verdadeiros ou confiáveis, o que permitirá a escolha de modelos constitutivos específicos. Os parâmetros que caracterizam a deformabilidade do solo são o módulo de deformação, o coeficiente de Poisson ( $\nu$ ) e o coeficiente de amortecimento, utilizados para resolver problemas de recalques, estabilidade de fundações e interação solo-estrutura. O coeficiente Poisson ( $\nu$ ) não pode ser calculado e é constante dependendo do tipo de solo. O amortecimento ( $D$ ), designa a energia dissipada na primeira carga aplicada e o



módulo de deformação é a razão entre a tensão e a deformação, na curva tensão deformação. Na primeira zona, elástica, o módulo atinge um valor quase que independente do nível de deformação, com valores muito pequenos. Esta é a razão pela qual o módulo de deformação é, geralmente, qualificado como “máximo” ou “inicial” ( $E_{max}$ ). Nas zonas seguintes, o módulo diminui com a surgência de deformações. As curvas, a partir daí, são descritas por um módulo “secante” ( $E_{sec}$ ), definido pela inclinação da reta que liga a origem ao ponto atual, e um módulo tangente ( $E_{tan}$ ), determinado pela inclinação da curva em uma vizinhança do ponto. Nos ensaios contendo carregamento cíclico, o módulo ( $E_{cic}$ ) é determinado pela inclinação da linha que liga os dois pontos de inversão da direção da deformação.

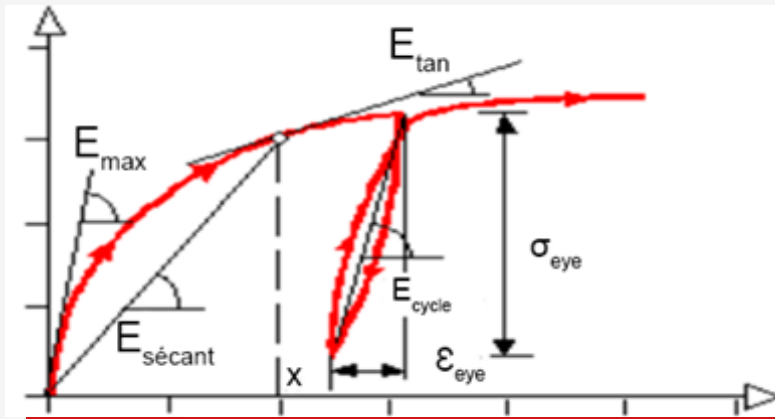


Figura 3 Diferentes tipos de módulos de deformação

Na prática geotécnica, o módulo secante de deformação ( $E_{sec}$ ) ou ( $G_{sec}$ ) é empregado para prever o comportamento do solo, devido a primeira aplicação de um carregamento. Estudos experimentais de laboratório, com diferentes solos, mostram que o módulo de deformação depende de muitos fatores, como o índice de plasticidade, densidade, nível de confinamento e granulometria. A relação entre tensão e deformação é dada pelo módulo, que tende a diminuir com o aumento do processo deformativo no solo. A relação tensão-deformação, pode ser escrita de duas formas diferentes, com os módulos secante e tangente, conforme figura abaixo:

O módulo secante, definido pela inclinação da curva ao ponto de interesse, é definido pela equação abaixo,

$$G_s = \frac{\tau(\gamma)}{\gamma}$$

enquanto o módulo Tangente é definido pela inclinação da reta tangente a curva tensão-deformação, conforme a equação abaixo.

O módulo secante normalizado, ( $M_s$ ), é definido como a relação entre módulo secante ( $G_s$ ) e o módulo inicial ( $G_0$ ). Esta representação

$$M_s = \frac{G_s}{G_0} = \frac{d\tau(\gamma)}{\tau(\gamma)}$$

alternativa permite representar um comportamento similar característico de vários tipos de solos, independente de seus módulos cisalhantes iniciais: Esta representação tem a vantagem de facilitar a obtenção dos módulos através de cálculos dinâmicos.

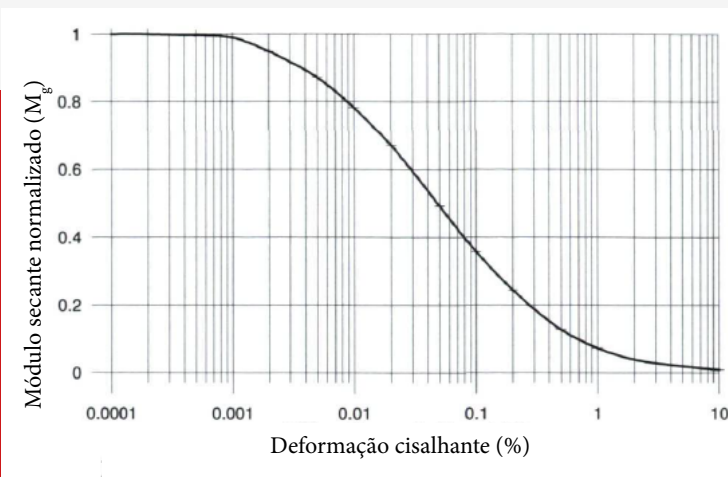


Figura 5 Exemplo de curva de redução do módulo

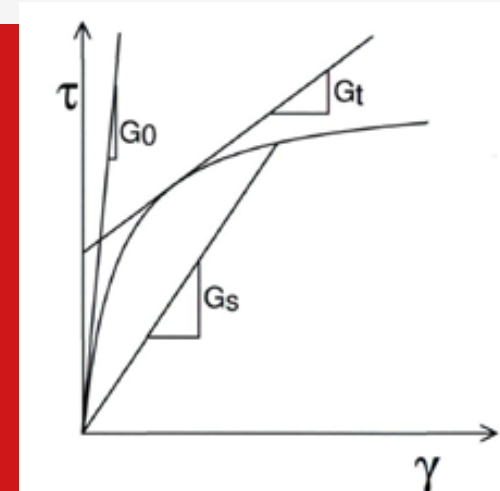


Figura 4 Módulos secante e tangente de uma curva tensão-deformação típica.

## PARÂMETROS QUE INFLUENCIAM O MÓDULO DE DEFORMAÇÃO

O estudo da evolução do comportamento do solo mole, com o nível de deformações, é possível através de ensaios laboratoriais e de campo que, ao final, mostram que o módulo de deformação depende de diversos parâmetros, incluindo o tipo de solo mole, seu índice de plasticidade, estado de adensamento e nível de confinamento/ tensão de confinamento (geoenrijecimento). Diversos ensaios realizados, ao longo dos últimos anos, objetivaram compreender os tipos de solo e os efeitos na degradação da rigidez.

As curvas obtidas na figura ao lado, indicam diferenças na evolução da rigidez das argilas A e B. Dois domínios de comportamento aparecem para os dois tipos de argilas nas curvas, resumidos abaixo:

### Primeiro Domínio:

O módulo de cisalhamento é quase constante, significando que o solo tem comportamento quase linear. O limite para este domínio depende da natureza da argila: Nestes dois exemplos coincide com o nível de deformação, da ordem de  $10^{-4}$ .

### Segundo domínio:

É caracterizado por uma redução do módulo de cisalhamento com o nível de deformação. A taxa de redução depende do tipo de argila. Como exemplo, o valor da relação ( $G/G_{max}$ ), das argilas A e B, em uma deformação da ordem de  $10^{-4}$  é quase 0,95, significando que a degradação das argilas A e B são iguais.

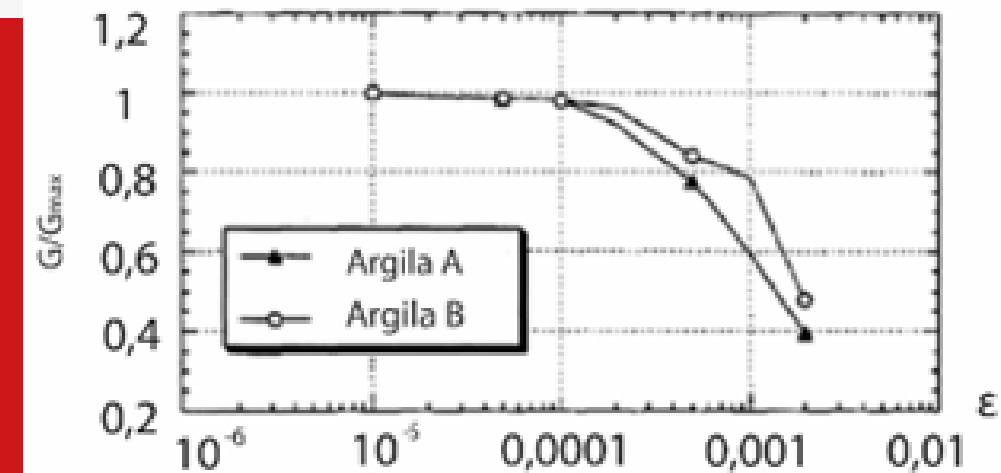


Figura 6 A degradação do módulo cisalhante de argilas.

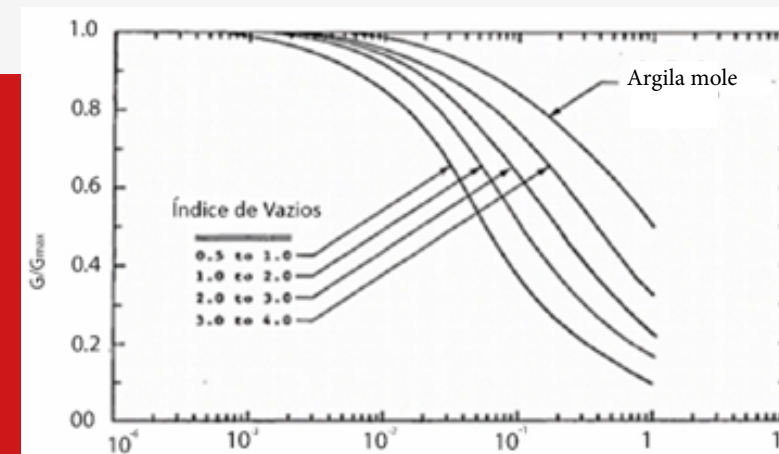


Figura 7 Curvas de degradação do módulo em função do índice de vazios.

Fatores como o índice de vazios e o índice de plasticidade são responsáveis pela degradação do módulo de cisalhamento das argilas. A figura ao lado, apresenta variação do módulo do cisalhamento com o índice de vazios, ficando evidente a velocidade com que ocorre a variação. De um modo geral, a densidade do solo tem função importante na degradação do módulo de

cisalhamento. A plasticidade, por sua vez, é uma propriedade característica das argilas e refere-se à quantidade d'água adsorvida. Da mesma forma, o índice de plasticidade (IP) influencia enormemente a rigidez do solo. O nível ou a tensão de confinamento do solo também desempenha papel importante no módulo de cisalhamento, característico do processo de melhoramento do solo com geoenrijecimento.



Por sua vez, o amortecimento é uma grandeza fundamental no estudo dos fenômenos vibratórios que se desenvolvem no solo. Trata-se do parâmetro responsável pela dissipação da energia. Os parâmetros que influenciam o amortecimento do solo são os seguintes:

**A Tensão de confinamento**

**O nível de deformação**

**O índice de vazios**

**O índice de plasticidade**

Resumindo, o módulo de deformação ( $G$ ) e a relação  $G/G_{max}$  dependem de diversos parâmetros, característicos do comportamento mecânico do solo mole. Observa-se, também, que a degradação da relação  $G/G_{max}$  com a deformação ( $\gamma$ ) é mais rápida quando os valores da tensão de confinamento e os do índice de vazios aumentam. O amortecimento também depende dos mesmos parâmetros relacionados, além do nível de deformação para uma gama pequena e média. A energia dissipada parece ser independente do índice de vazios, mas dependente do nível de confinamento. O aumento do amortecimento é muito importante para as argilas pouco plásticas.

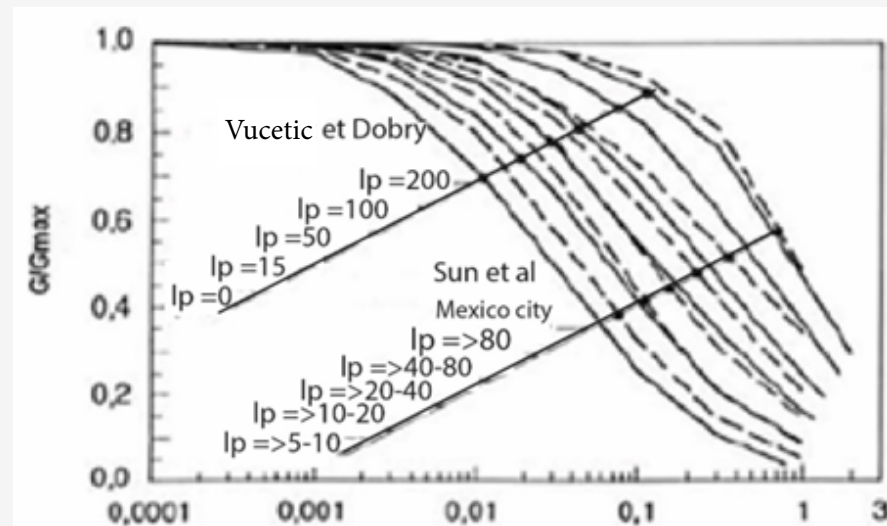


Figura 8 Curva de degradação do módulo em função do índice de plasticidade.

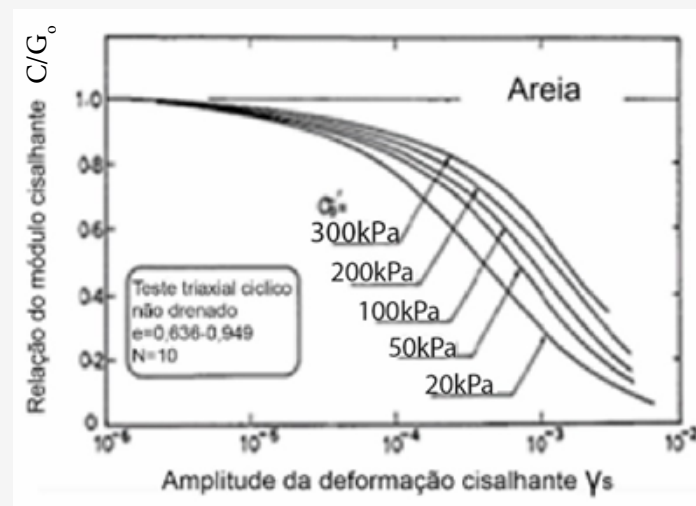


Figura 9 Influência de tensão de confinamento na variação do módulo de cisalhamento em função da deformação para solos tipicamente arenosos.

**REFERÊNCIAS**

- Joaquim Rodrigues é engenheiro civil M.Sc. formado no Rio de Janeiro em 1977, pós-graduado pela COPPE na Universidade Federal do Rio de Janeiro em 1999. Diretor do Soft Soil Group e da Engegraut Geotecnia e Engenharia, associada à ABMS e ao American Society of Civil Engineers desde 1994. Desenvolveu duas técnicas de tratamento de solos moles, sendo motivo de patente o GEOENRIJECIMENTO, com CPR routing, utilizado hoje em todo o Brasil. Possui experiência de mais de 40 anos em melho-
- Phuong Thao Nguyen Pham. (2008). Etudes en place et en laboratoire du comportementen petites déformations des sols argileux naturels, thèse de doctorat, école nationale desponts et chaussées.
- YOUNES Ahmad. (1999). Etude à l'appareil triaxial du comportement de déformations des sols, thèse de doctorat, école universitaire d'Ingénieurs de Lille.
- Filali Kamel. (2018). Modélisation numérique de la réponse sismique d'un sol et évaluation des effets induits, thèse de doctorat, université de Skikda.
- Kastriot Çami. (2017). Imagerie du module de cisailment in situ du sol parméthodes d'ondes de surface et essais géotechniques caractérisation des petites aux grandes déformations, thèse de doctorat, université Paris-Est.
- Andrus, R. D. & Stokoe III, K. H. 2000. «Liquefaction resistance of soils from shear-wave velocity». Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. Vol. 126, pp. 1015-1025
- LIKITLERSUANG, S.; KYAW, K. A study of shear wave velocity correlations of Bangkok subsoil. Obras y Proyectos: Revista de Ingenieria Civil, v. 7, n. January 2010, p. 27-33, 2010.
- LIMA, A. P. Análise da Instrumentação e Monitoramento Geotécnico para as Obras de Trata mento de Solo Mole - Trecho B. Rio de Janeiro, 2015. 21 p.
- LOPES, I.; SANTOS, J. A.; ALMEIDA, I. M. D. O métodos das ondas superficiais: aquisição, processamento e inversão. Revista Geotecnia, n. 1972, p. 79-109, 2008.

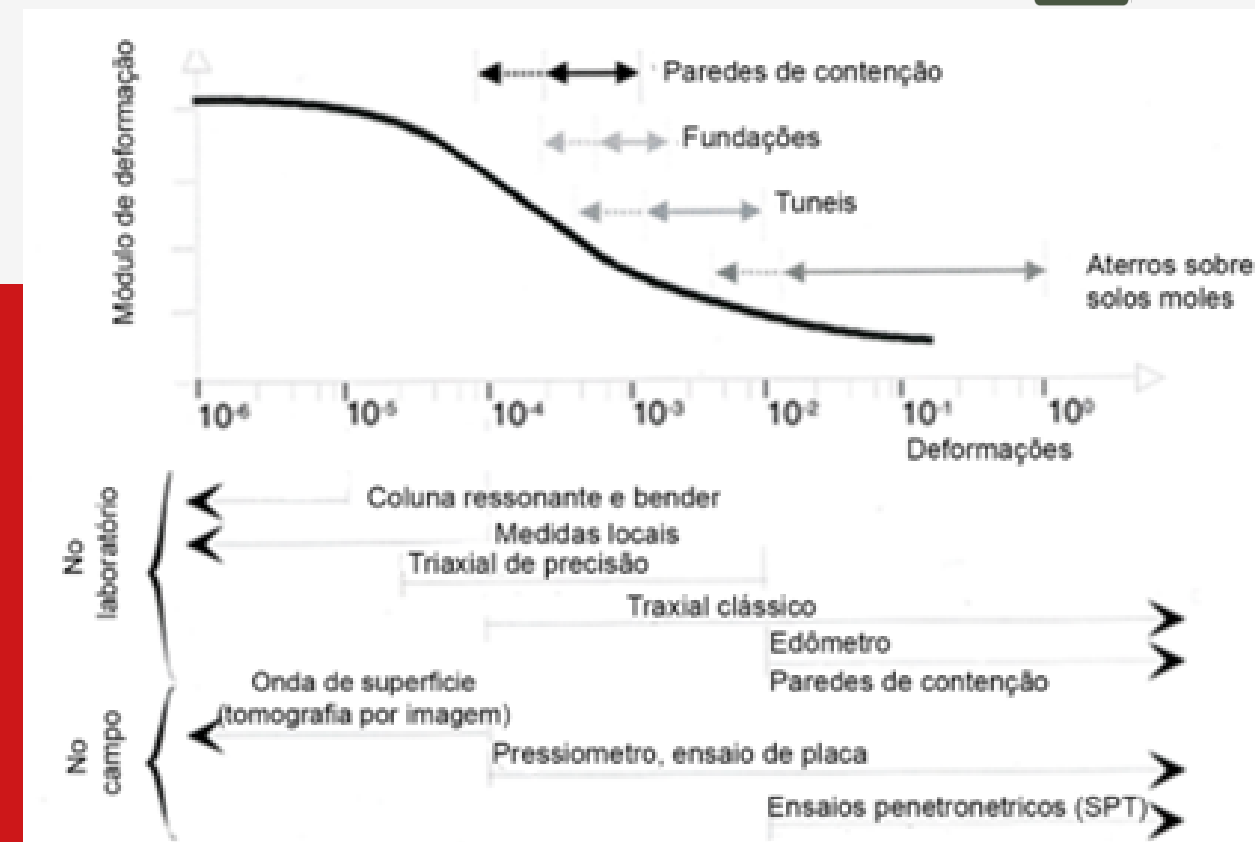


Figura 10 Domínios de utilização dos ensaios para determinação dos módulos de deformação (Reiffsteck, 2002)



Eng<sup>a</sup>. Patricia Karina

*Fig 1 - Tomografia do solo com imagem, para obtenção da resistência e da rigidez do solo antes do seu melhoramento.*

## MEDINDO-SE A DEFORMABILIDADE DO SOLO E A DETERMINAÇÃO DE SEUS MÓDULOS

A obtenção de amostras de solos moles é missão impossível, como sabemos, devido a pouca representatividade das amostras obtidas, seja pela forma da extração, seja pela operação de manuseio e transporte. O ensaio, realizado na obra, com pressiômetro e com tomografia por imagem são os mais adequados para

obter os parâmetros constitutivos das camadas do solo. Sua deformabilidade é extremamente significativa, já que basta alguns centímetros de recalque diferencial para comprometer uma construção com estrutura rígida. A preocupação com o futuro nível de deformação é extremamente importante, o que exige estimativa confiável, segura e realista do

movimento do solo interligando-se, por um lado, os modernos cálculos com elementos finitos e, por outro, as leis de comportamento do solo, baseadas na curva tensão-deformação. Obras importantes, portanto, necessitam de estudo experimental de modo a obter parâmetros de deformabilidade caracterizados pelo

módulo de Young (E) e o módulo de cisalhamento (G) do solo. No congresso realizado em Rotterdam, em 1995, sobre o estudo de deformabilidade do solo, estabeleceu-se três métodos de determinação dos módulos de deformação do solo, dividido em três grupos, conforme as zonas de deformação exploradas, de acordo com a figura abaixo.



# AGENDA 2024



AI in AEC Conference  
2024

Local: Helsinque, Finlândia

Data: 20/03/2024

Slope Stability Symposium 2024

Local: Nova Lima (MG)  
Data: 15/04/2024

International Foundations Congress & Equipment Expo 2024

Local: Dallas, Estados Unidos

Data: 07/05/2024

12º Congresso Luso-Brasileiro e 8as Jornadas Luso-Espanholas de Geotecnia

Local: Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC)

Data: 23/08/2024

XVIII European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering

Local: Lisboa, Portugal

Data: 24/08/2024

GeoenvironMeet 2024

Local: Portland, Estados Unidos da América

Data: 08/09/2024

CTF - Conferência em Tecnologia de Fundações

Local: Hotel Praiamar, Ponta Negra - Natal/RN

Data: 09/05/2024

7th International Conference on Geotechnical and Geophysical Site Characterization

Local: Barcelona, Espanha

Data: 18/06/2024

12º Congresso Luso-Brasileiro e 8as Jornadas Luso-Espanholas de Geotecnia

Local: Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC)

Data: 23/08/2024

Cobramseg 2024

Local: Balneário Camboriú, Santa Catarina

Data: 24/09/2024

17ª Conferência Pan-Americana de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica (PANAMGE-OCHILE2024)

Local: La Serena, Chile

Data: 12/11/2024

International Conference on Transportation Geotechnics 2024

Local: Sydney, Austrália

Data: 18/12/2024



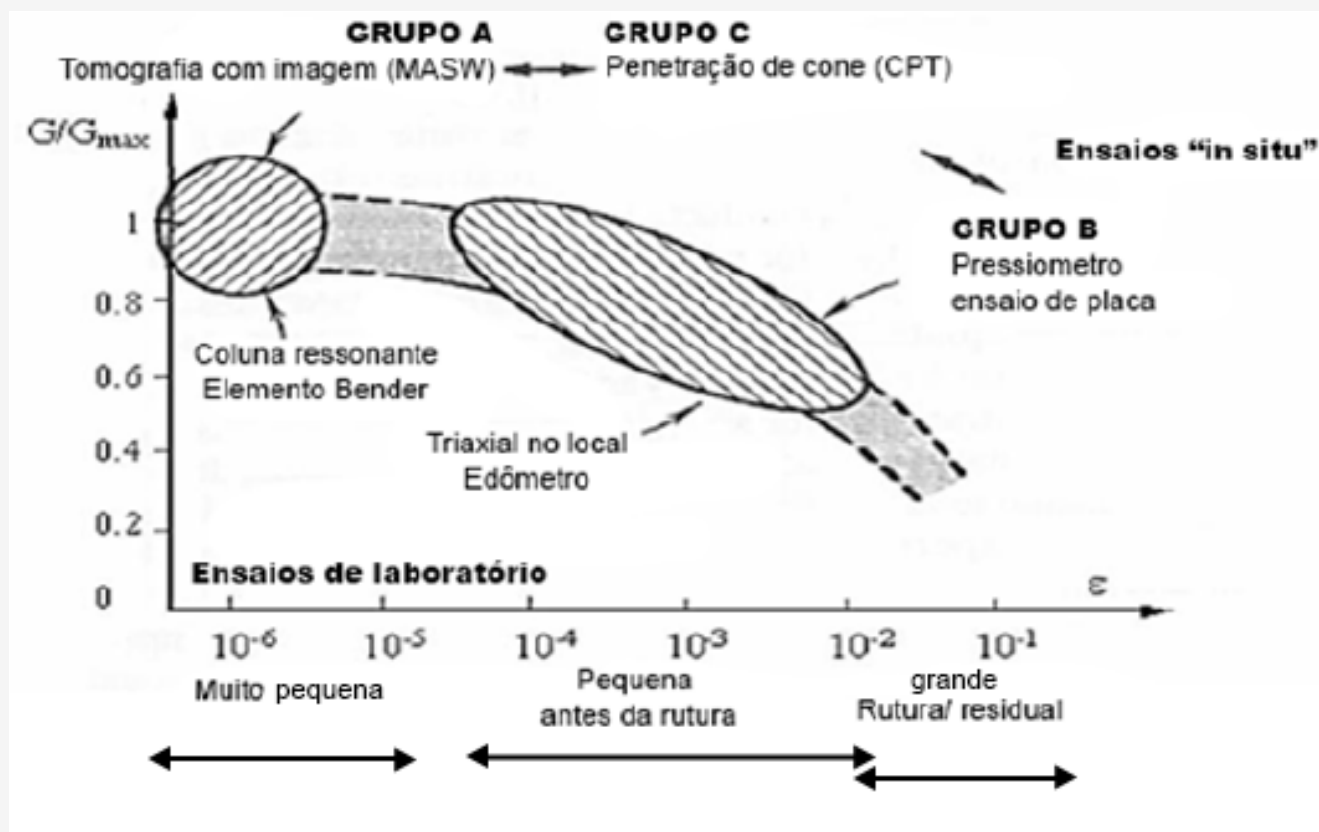


Fig 2 - Síntese dos grupos de ensaios em função da deformação imposta.

## OS ENSAIOS DO GRUPO A

O grupo A representa os ensaios geofísicos de laboratório, com elemento bender (piezoelétrico) e o de campo, com a tomografia por imagem (ondas de superfície), permitindo determinar por um lado, o limite das camadas de solo e, por outro, o módulo de cisalhamento (G) ou elástico (E), sempre dentro do domínio das pequenas deformações, de ordem da  $10^{-6}$  a  $10^{-4}$ .

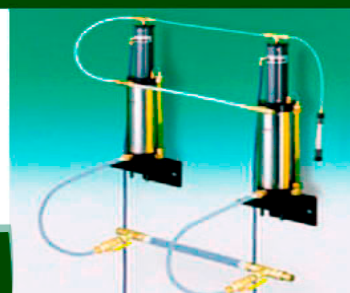
### O ELEMENTO BENDER

Trata-se de um teste não destrutivo, feito em amostras de solo, de modo a determinar o módulo tensão-deformação ( $G_{max}$ ), importante propriedade que ajuda, sobremaneira, a compreender o comportamento elástico do solo e avaliar sua resposta a carregamentos dinâmicos, como do trânsito de veículos e vibrações. A figura abaixo ilustra vários ensaios, para se determinar o módulo cisalhante do solo (G), que apresenta valor máximo ( $G_{max}$ ), para valores muito pequenos de deformação (dentro do campo da deformação elástica e, usualmente, para deformações cisalhantes menores que  $10^{-3}\%$ ), só possíveis com teste utilizando o elemento bender. Pode ser utilizado com outro ensaio, em uma mesma amostra, por exemplo no triaxial e no edométrico, oferecendo estimativas do módulo cisalhante para vários estágios do ensaio. O bender é um transdutor



### Medidor de Recalques com Alta Sensibilidade

O medidor de recalques com alta sensibilidade consiste em uma série de vasos contendo sensores de nível de fluido interligados por um tubo cheio de líquido. Um vaso de referência é posicionado em um local de referência estável associado a sensores adicionais posicionados em locais diferentes, aproximadamente na mesma elevação. O recalque diferencial, ou levantamento, entre qualquer um dos sensores, resulta na variação de nível do líquido dentro dos tubos. O sistema é particularmente apropriado para situações críticas onde altas resoluções são necessárias. É possível detectar oscilações de elevação de até 0,02mm, aproximadamente.



Para maiores informações, acesse: [www.rogertec.com.br](http://www.rogertec.com.br) ou [atendimento@rogertec.com.br](mailto:atendimento@rogertec.com.br)

Are you looking for a soil improvement in portuguese?

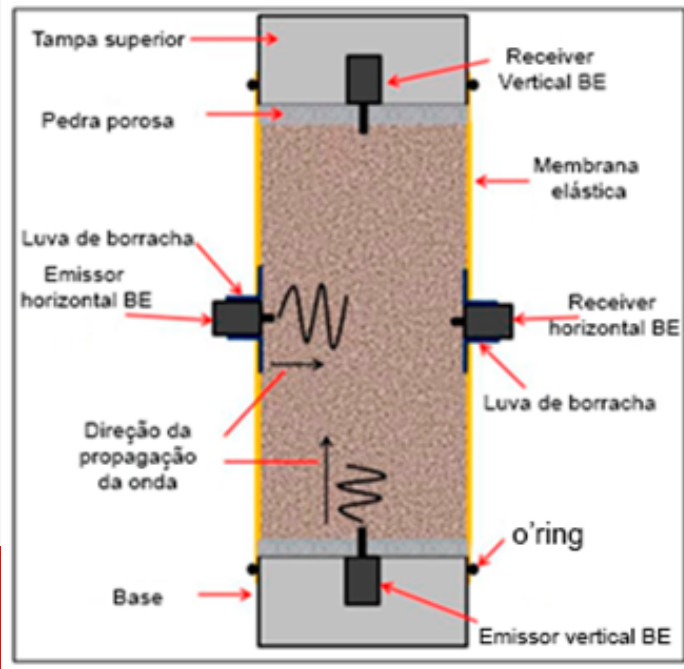
# BEST SELLER

## MELHORAMENTO DO SOLO MOLE E O GEOENRIJECIMENTO



Adquira seu exemplar através do email: [ofitexto@ofitexto.com.br](mailto:ofitexto@ofitexto.com.br) ou [atendimento@softsoilgroup.com.br](mailto:atendimento@softsoilgroup.com.br) ou pelo site [www.lojaofitexto.com.br](http://www.lojaofitexto.com.br)





(dispositivo utilizado na conversão de energia de uma natureza para outra) piezoelétrico que converte energia elétrica em mecânica e vice-versa, ou seja, ao ser alimentado com uma tensão, deformam de maneira específica. Desta maneira, são utilizados para examinar a propagação de ondas, através de uma amostra de solo, medindo sua velocidade.

Fig 3 - Elemento bender horizontal e vertical em uma amostra triaxial (sem escala)

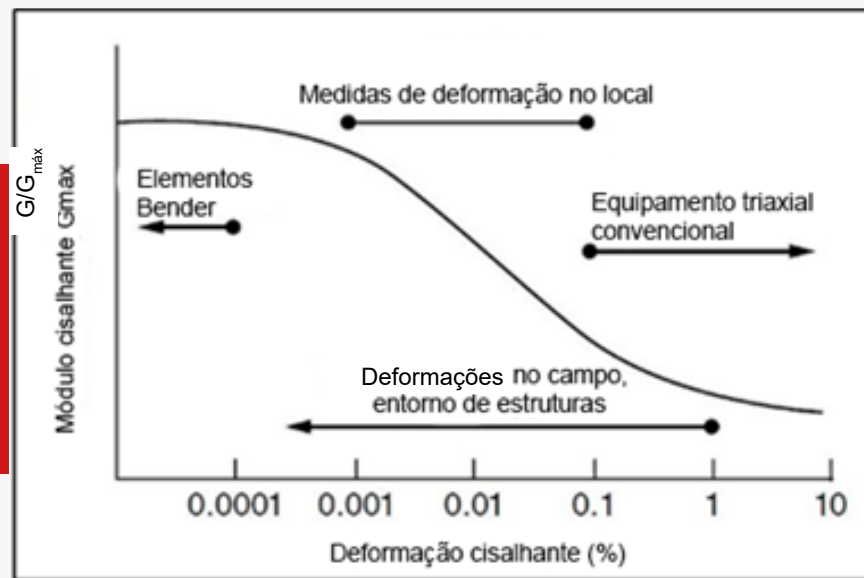


Figura 4 - Comparação dos diferentes métodos para determinação do módulo cisalhante. O método com elemento bender é utilizado para determinação do  $G_{max}$

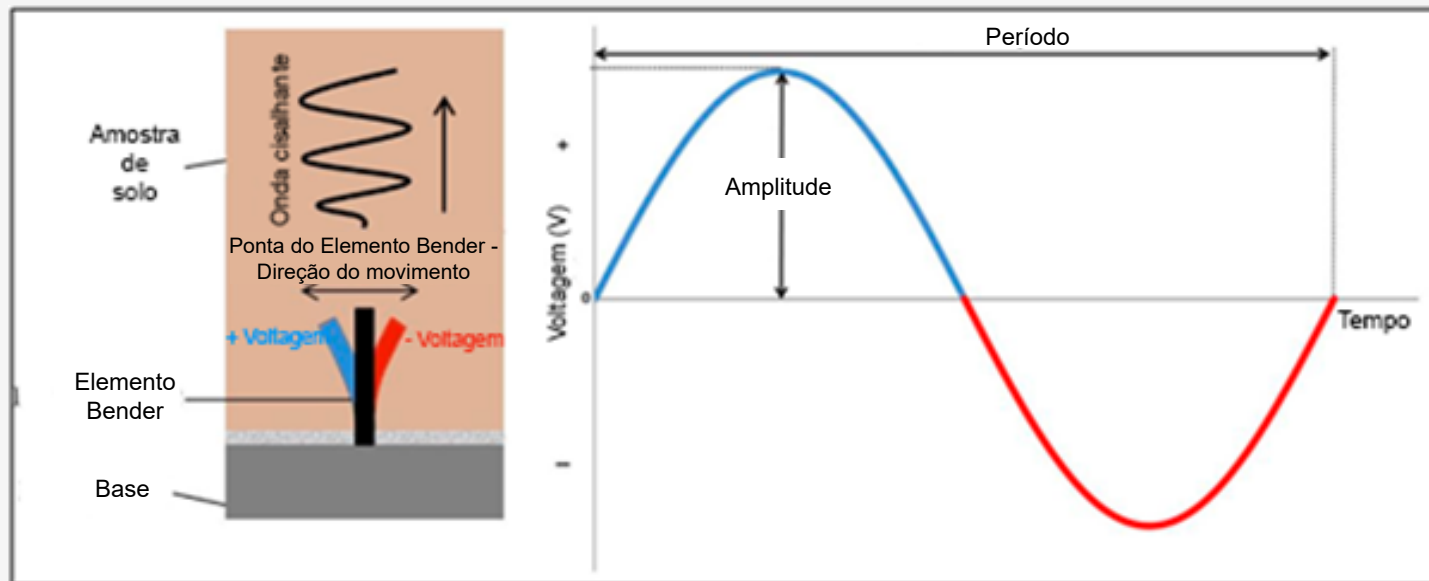


Figura 5 - Deformação e propagação no elemento bender, da onda cisalhante, através da amostra de solo (sem escala). À direita a onda sinoidal.

## A TOMOGRAFIA COM IMAGEM

Este ensaio é realizado criando-se uma perturbação em um ponto do solo, que origina ondas de volume, para as quais o tempo de propagação para outro ponto é conhecida. Trata-se de um ensaio geofísico, precisamente o método de análise multicanal com ondas de superfície, frequentemente utilizado para obter perfis de solos, particularmente moles, medindo-se a velocidade da onda cisalhante pelo interior do solo, através das propriedades da dispersão das ondas, produzindo imagens. O módulo de cisalhamento está ligado à velocidade de propagação das ondas cisalhantes, através da densidade do solo. Quando uma força cisalhante é aplicada no solo, a relação tensão-deformação é afetada por outros parâmetros, que permitem caracterizar o solo, como o módulo cisalhante máximo ( $G_{max}$ ) e o amortecimento ( $\mathcal{E}\%$ ), que representam as propriedades dinâmicas das leis tensão-deformação.

Onde  $\rho$  é a densidade do solo ( $\text{kg/m}^3$ )

$V_s$  é a velocidade da onda cisalhante (m/seg)

$$G_{\text{máx}} = \rho V_s^2$$

$G_{\text{max}}$  é o módulo cisalhante para deformações muito pequenas (Pa)

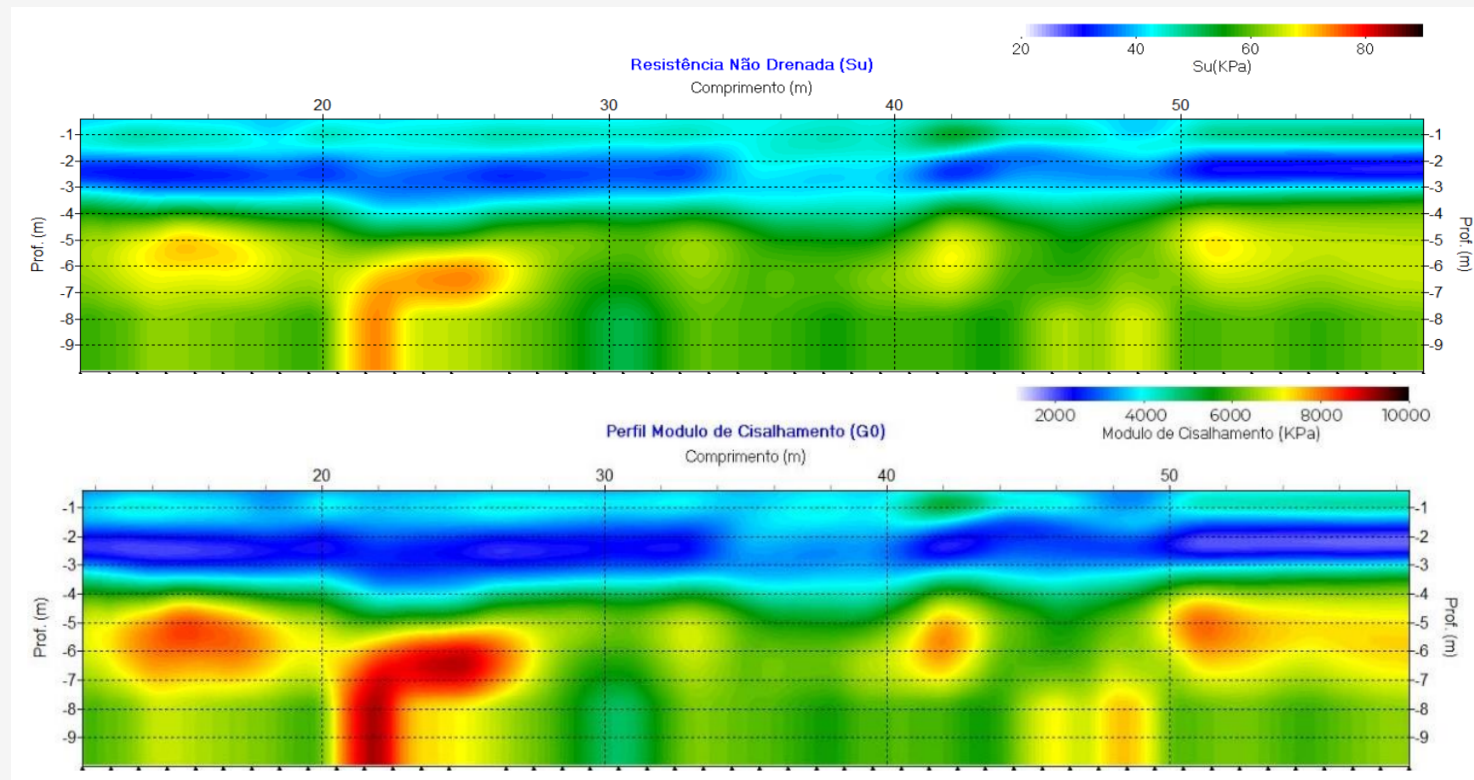


Figura 6 - Correlações entre a velocidade da onda  $V_s$  com a resistência do solo e o módulo cisalhante.

**Medidor Portátil do Perfil de Recalques**

Este equipamento mede, precisamente, recalques e levantamentos através de aterros, estradas, tanques, etc. O perfilômetro tem sonda conectada com cabo sinalizador e tubo genérico com líquido especial. Quando a sonda passa através do tubo inclinométrico ou qualquer tubo de PVC, analisa a pressão existente, calculando-a como deslocamento vertical.

**Aplicações:**

- Aterros rodoviários e barragens.
- Reservatórios de água.
- Pontes e viadutos.
- Recalque do solo de fundação.

**Instalação do medidor do perfil de recalques**

Para maiores informações, acesse: [www.regerte.com.br](http://www.regerte.com.br) ou atendimento@regertec.com.br

**Soft Soil Group**



Fig 5 - Planilha com correlação entre a resistência do solo e sua rigidez, através da velocidade da onda  $V_s$  (ENGEGRAUT 2022)

Consistência do solo mole	Descrição	Parâmetros geotécnicos					
		$V_s$ (m/s)	Resistência		Rigidez	$\gamma$ (t/m <sup>3</sup> )	$\sigma'_{vm}$ (kPa)
			SPT	$s_u$ (kPa)	$G_0$ (MPa)		
Rija	Depósitos profundos, pré-adensados ou de antiga sedimentação. Solo coluvionar.	190 - 250	11 - 25	60 - 90	60 - 100	1,8 - 1,9	140 - 200
Média	Depósitos argilosos profundos intercalados com camadas ou lentes arenosas.	130 - 190	5 - 10	40 - 60	30 - 60	1,6 - 1,8	80 - 140
Mole	Solos sedimentares argilosos quaternários subconsolidados. Argilas plásticas.	80 - 130	1 - 4	20 - 40	10 - 30	1,4 - 1,6	40 - 80
Mto mole	Depósitos argilosos moles com elevado índice de plasticidade (IP>40), alto teor de umidade e presença de matéria orgânica (turfas).	< 80	< 1	< 20	10	< 1,4	< 40

Nota :  $V_s$  = velocidade da onda cisalhante; SPT = índice de resistência à penetração;  $G_0$  = módulo de cisalhamento a pequenas deformações;  $s_u$  = resistência não drenada da argila;  $\gamma$  = peso específico do solo;  $\sigma'_{vm}$  ou  $\sigma'_p$  = tensão de sobreadensamento

→  $S_u = 0,152V_s^{1,142}$  (kPa) - Acaiby and Mayne (2015)

→  $V_s = 77,13N^{0,377}$  (m/s) - Marto et al (2013)

→  $\gamma = 0,412V_s^{0,262} \times 1,1$  (t/m<sup>3</sup>) - P. Anbazhagan et al (2016) modificada

→  $\sigma'_{vm} = 0,1097(V_s)^{1,3575}$  (kPa) ( $V_s$  média) - Cai et al (2018)

→  $G_0 = \rho \times V_s^2$  (MPa) - Teoria da Elasticidade

Estudos, com diferentes tipos de solos, mostram que o amortecimento e o módulo de cisalhamento, para pequenas deformações ( $G_{max}$ ), dependem de diversos fatores, principalmente dos estados de deformação, das tensões efetivas médias, do índice de vazios e do nível de saturação. Na literatura há diversas correlações para se calcular a rigidez do solo mole, no estado das pequenas deformações com a  $V_s$ , realizados por pesquisadores e empresas de melhoramento de solos moles. Estas correlações são realizadas com o elemento bender, em laboratório, e com tomografia com imagem, no campo. Como exemplo, podemos citar a correlação que a empresa ENGEGRAUT desenvolveu, a nível de laboratório, (elemento bender) e em campo, (tomografia com imagens),

com argilas moles do Rio de Janeiro e do vale do Itajaí, em Santa Catarina, obtendo-se valores relacionando a resistência do solo com sua rigidez, através da  $V_s$ , conforme planilha acima. A tomografia com imagem, fornece solução única dos perfis da  $V_s$  e do coeficiente de Poisson.

A medida das duas grandezas ( $\epsilon_z$  e  $\epsilon_r$ , por exemplo) permite acessar as duas características elásticas E e  $\nu$ . Neste ensaio, as deformações que surgem são de dois tipos. Sob tensão de confinamento inicial, são as de compressão, com diminuição de volume. Ao aplicar a sobretensão ( $q$ ), provocando o cisalhamento na amostra, pode ocorrer um aumento de volume, seguido de rápida diminuição, ligado à densidade do solo em questão. A gama de tensões utilizada no dimensionamento de obras geotécnicas, geralmente é da ordem de um terço ou metade da tensão de rutura ( $q_u$ ). A figura que mostra os diferentes tipos de módulos de deformação, ilustra a diversidade com as curvas obtidas de um solo, devido a sua não linearidade e não elasticidade. Para deformações muito pequenas, adota-se o módulo inicial, considerado como elástico, correspondente a deformações relativas inferiores à  $10^{-5}$ . O módulo secante é essencialmente variável com o nível de tensões ( $q$ ) alcançado. A título indicativo, a atual ordem de grandeza das deformações, em obras geotécnicas, é de  $10^{-2}$  a  $5 \cdot 10^{-3}$ , ou seja, o recalque de uma sapata ou de uma estaca, corretamente

dimensionados e executados, será de aproximadamente 0,005 a 0,01 vezes sua largura ou diâmetro. Com relação ao módulo cíclico ( $E_{cic}$ ), governa o estado deformativo, durante ciclos de carga e descarga, tendo muito variáveis, e com dependência do nível máximo de tensão obtido e sua amplitude durante o ciclo.

## OS ENSAIOS DO GRUPO B

Estes ensaios permitem determinar os parâmetros do comportamento dinâmico, dentro do espectro deformativo de  $10^{-2}$  a  $10^{-4}$ , com os ensaios laboratoriais triaxial e edométrico.

### O TESTE TRIAXIAL

A integridade do corpo de prova é mantida, com o confinamento lateral, promovendo-se a força de compressão. Para um corpo de prova cilíndrico  $\sigma_y = \sigma_x = \sigma_r$  (tensão radial), tem-se a variação de volume do corpo de prova:

$$\frac{\Delta V}{V} = \frac{1-2\nu}{E} (2\sigma_r + \sigma_z)$$

Linear com  $\sigma_z$

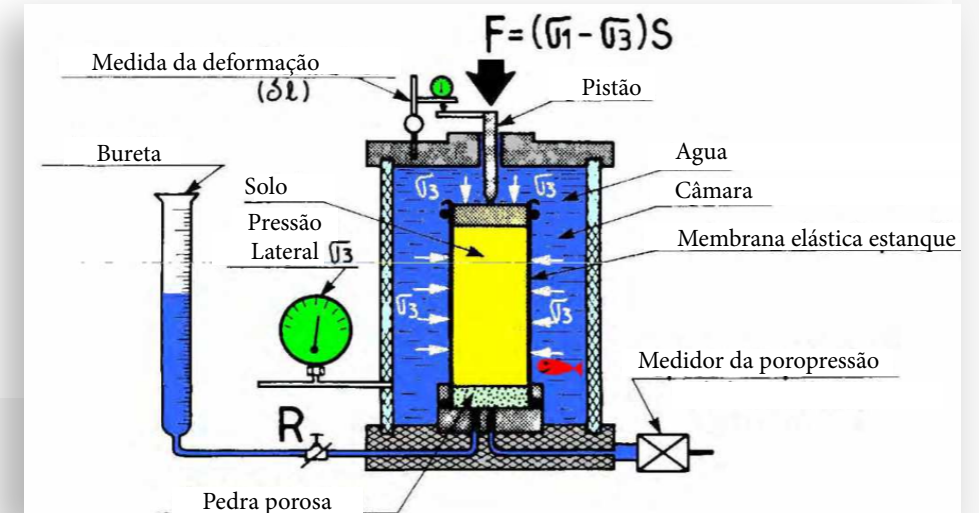


Figura 7 - O esquema do ensaio triaxial e, abaixo um moderno equipamento.



Figura 6 - Equipamento do ensaio triaxial cíclico.

As curvas tensão-deformação obtidas, correspondem normalmente a ensaios lentos e drenados, obtendo-se módulos drenados. Um teste rápido e não drenado, numa argila mole, conduz a módulos drenados. A realização de ensaio triaxial, em amostra no estado original, é sempre possível, mas os parâmetros obtidos, e os módulos em particular, certamente representarão o solo em determinado momento ou em um determinado estado. Se desejamos adotar, para o cálculo de uma obra, uma lei de comportamento consistente com os resultados, cujo modelo é complicado, dever-se-á obter sete parâmetros (lei elastoplástica, dita com endurecimento). Estes tipos de modelos são introduzidos nos códigos de cálculo, com elementos ou diferenças finitas. A curva considerada, pode ser simplificada, para aplicações práticas, para o modelo da lei elastoplástica perfeita (modelo de Mohr - Coulomb) que compreende uma parte linear, caracterizada por um módulo elástico (E), seguido de um patamar plástico limitado por ( $q_u$ ), cujo valor está vinculado as características  $\phi'$  e  $C'$ , no caso de condições drenadas, ou  $C_u$ , coesão não drenada ( $E=E_u$ ) se for condição não drenada para a argila. O valor de E, a ser inserido no modelo (sem falar do coeficiente de Poisson  $\nu$ ) resulta em compromisso com o comportamento real.



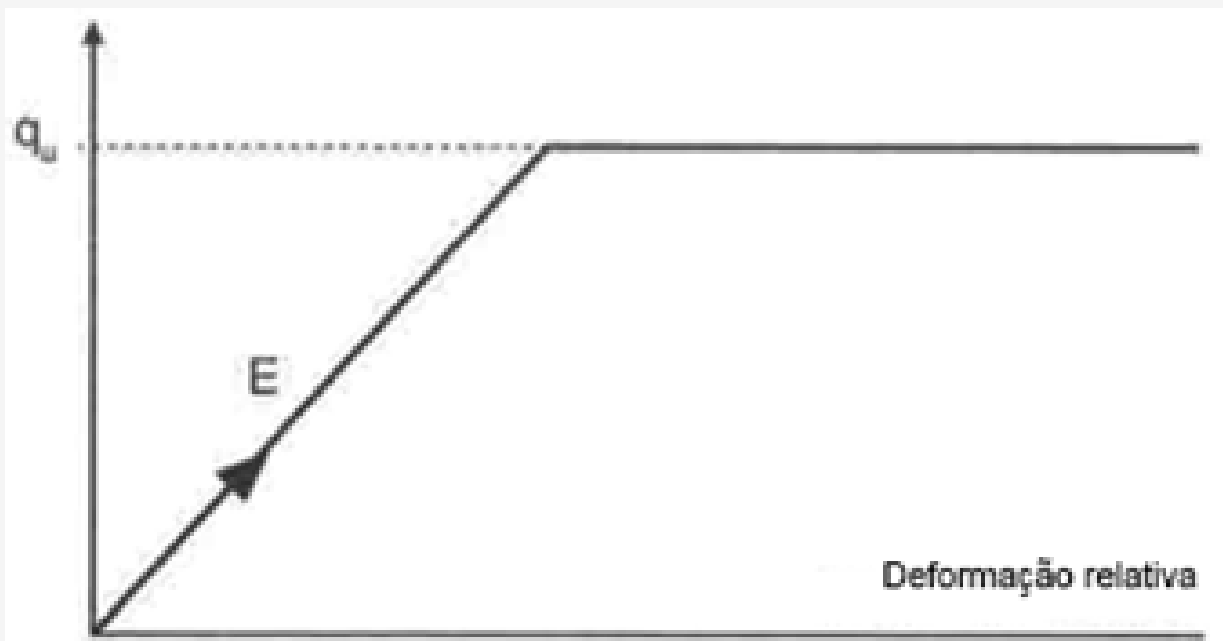


Fig 8 - Lei elastoplástica de Mohr-Coulomb

Será um módulo secante médio. Como observamos, a amostra triaxial é confinada sob uma tensão isotrópica ( $P_1$ ), pertinente à profundidade de onde a amostra foi extraída. Ou seja, objetiva-se criar a condição de tensões efetivas, as quais a amostra foi removida. Para um ensaio drenado, a obtenção da resistência drenada (ou efetiva)  $C'$  e  $\Psi'$ , exige testes elementares sob condições isotrópicas. Além disso, com este objetivo, a escolha para uma mesma posição, no solo de fundação, situado a uma profundidade  $Z_1$ , de três tensões  $P_3 > P_2 > P_1$ , conduz a determinação de três valores de módulos do solo em questão, atribuídos às profundidades correspondentes  $Z_3$ ,  $Z_2$  e  $Z_1$ . Podemos, portanto, com um ensaio triaxial completo, que exige 3 ou 4

amostras, encontrar os módulos às profundidades diferentes. O módulo aumenta com a profundidade. Para solos argilosos, considerando-se ensaios não drenados e rápidos, obtendo-se a coesão não drenada ( $C_u$ ), a curva tensão-deformação permanece imutável, qualquer que seja a pressão de confinamento ( $P$ ), se não autorizarmos a drenagem prévia antes do rápido cisalhamento. Se com diferentes confinamentos ( $P$ ), permitir-se a drenagem completa e, depois, cisalhada rapidamente, poderemos levantar, como anteriormente, o aumento da coesão não drenada ( $C_u$ ) e do módulo ( $E_u$ ) com a profundidade. O ensaio correspondente é o consolidado não drenado. Durante a drenagem, sob confinamento isotrópico ( $P_1$ ), a amostra sofre diminuição

de volume, devido a compressão imposta, obtendo-se novos parâmetros determinados durante o cisalhamento rápido. Uma ilustração simples e indireta do aumento do módulo do solo, com as tensões de confinamento, que representam as profundidades consideradas, é a de dois pacotes de café, onde o primeiro é cheio naturalmente. Claro está que o pacote, depois de fechado, deformará facilmente se o pegarmos. O segundo é cheio à vácuo e, se o pegarmos, manterá o estado de rigidez elevada que adquiriu, embora possua um volume menor que o anterior, mas com peso volúmico ligeiramente maior. Desta forma, observa-se que o módulo drenado, de um solo determinado é, essencialmente, variável em função de seu estado e tensões a que está submetido.

### O TESTE EDOMÉTRICO

Trata-se de um ensaio, com geometria simples, em que confina-se uma amostra de solo, com espessura ( $L$ ), em um recipiente cilíndrico, totalmente indeformável lateralmente, simplesmente acessando-se sua região superior, onde aplica-se uma força ( $F$ ), por intermédio de um pistão. Neste ensaio, em particular, as deformações radiais são, evidentemente, impedidas e  $\epsilon_y = \epsilon_x$  (ou  $\epsilon_r = 0$ ). Nesta condição, só se permite acessar ao ( $E$ ) se conhecermos o coeficiente de Poisson ( $\nu$ ):

$$\frac{\Delta L}{L} = \epsilon_z = \frac{\sigma_z (1 + \nu)(1 - 2\nu)}{E (1 - \nu)}$$

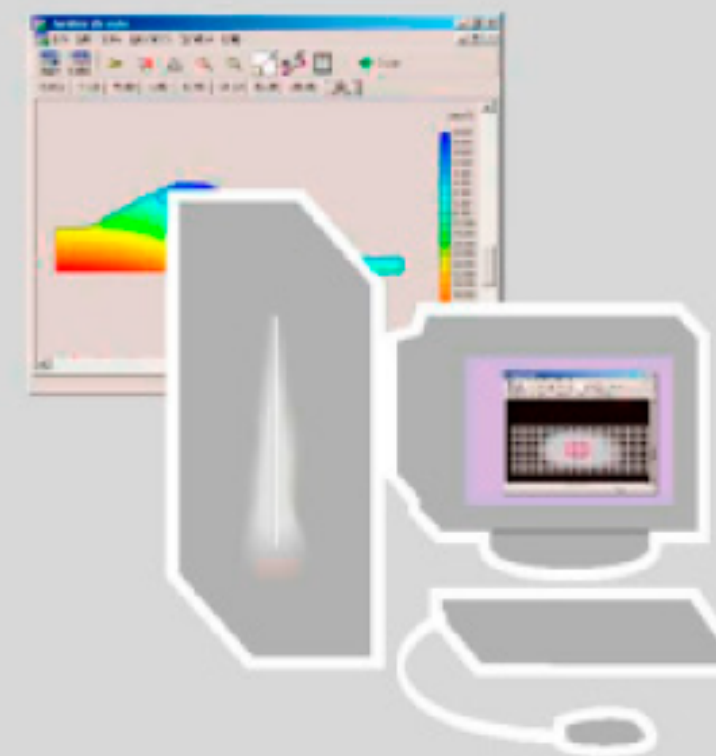
# contaminação de solo?

O segredo do tratamento de solos contaminados está na adequação do processo de compressão, confinamento e adensamento do solo, analisado com piezômetros e imagens tomográficas antes e depois.

Confie em quem tem experiência.



[www.engegraut.com.br](http://www.engegraut.com.br)





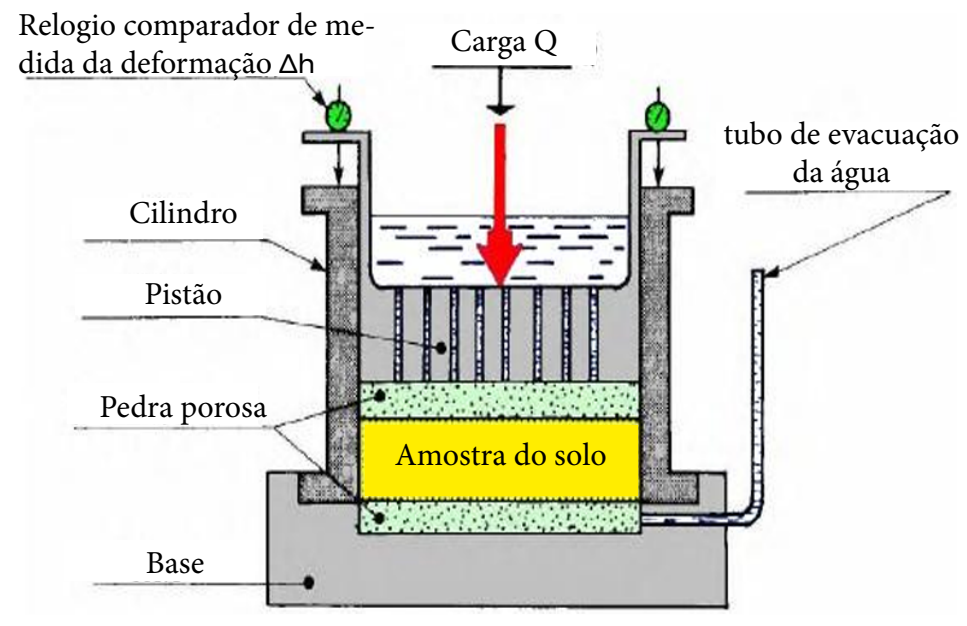


Fig 9 - Ensaio edométrico. Basta colocar cargas variáveis e medir a variação da altura. Os resultados permitem traçar a curva  $\Delta h=f(\sigma)$

Observa-se, também, que quando  $\nu=0,5$  (material incompressível)  $E_z$  será nulo, não conseguindo-se medir o módulo do solo. Trata-se de um ensaio particularmente adequado ao estudo do recalque, que ocorre em solos argilosos, permitindo obter, de modo mais simples que no ensaio triaxial, a relação entre o módulo drenado e as tensões desenvolvidas. É um teste onde as tensões aplicadas são, sobretudo, de modo esférico, causadas por esforços compressivos. Sua configuração assemelha-se a grandes aterros e fundações com grandes radiers sobre camada de solo limitado. Os movimentos do solo não essencialmente de recalques verticais, e apenas as bordas do aterro ou do radier carregam o solo de maneira diferente, tipicamente desviatório (carga de longa duração, para estados de tensões/ deformações que não provoquem modificação da forma). É este aspecto que limita carregamento imposto e dita a metodologia de construção de aterros. Trata-se de um ensaio bem prático e super adequado para solos moles, podendo-se obter o coeficiente  $K_o$ , analisar a consolidação do solo e a obtenção do módulo edométrico. Se, como no ensaio triaxial, impedirmos a drenagem, podemos encontrar um módulo não drenado, sem qualquer interesse, como mostra a equação

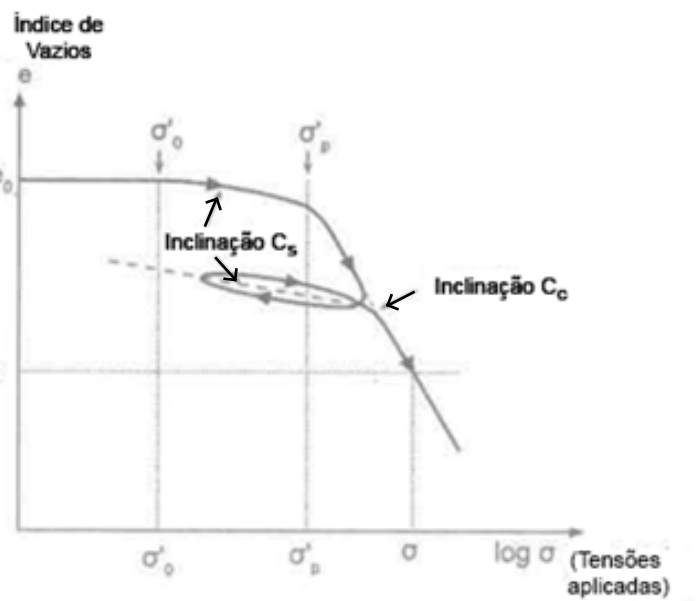


Fig 10 - Curva do recalque edométrico

na qual para as argilas moles saturadas, obteve-se 0,5 para o  $\nu_u$  ou próximo.  $E_{edon}$  é muito alto neste caso. Agora, se permitirmos a drenagem, e este é o objetivo do teste, destinado ao conhecimento do estado de consolidação das argilas moles, com a evolução do processo de recalque versus tempo, poder-se-á medir e definir um módulo edométrico  $E'_{edo}$  drenado  $E'$ , pela relação  $E'_{edo} = \frac{Eu(1-\nu_u)}{(1+\nu_u)(1-2\nu_u)}$

Por definição, o módulo edométrico secante é  $E'_{edo} = \frac{\sigma_z}{\epsilon_z}$  onde  $\sigma_z$  é a tensão provocada na amostra do solo, durante o ensaio,  $\epsilon_z$  é o recalque relativo final, obtido ao término da sua consolidação. Do ponto de vista prático, o ensaio é diretamente interpretado a partir da curva apresentada na figura 7 anterior, fornecendo o índice de vazios em função do logaritmo decimal da tensão provocada na amostra do solo. Ter-se-á sorte, se esta curva for comparada a um segmento de reta, para uma grande gama de tensões, obtendo-se

$$\epsilon_z = \frac{\Delta L}{L} = \frac{Cc}{1+e_0} \log \frac{\sigma_z + \sigma'_0}{\sigma'_0}$$

onde  $e_0$  é o índice de vazios inicial,  $C_c$  o coeficiente de compressibilidade e o  $\sigma'_0$  é a tensão efetiva vertical, existente no solo de fundação, quando da amostragem. Esta equação refere-se aos chamados solos normalmente consolidados, que nunca submeteram-se a tensões verticais superiores aquelas existentes durante a extração da amostra do solo. O módulo edométrico, conforme obtido acima, metamorfoseado de módulo secante é, portanto, variável com a tensão provocada. Se  $\sigma_z$  for muito pequeno, comparando-se a  $\sigma'_0$ ,

$$E'_{edoi} = \frac{\sigma'_0 (1+e_0)}{0,435 Cc}$$

define um módulo edométrico inicial, igualmente variável, pois aumenta linearmente com a profundidade ( $\sigma'_0 = \gamma' z$ ) se  $e_0$  for considerado constante. Na realidade, o  $E'_{edoi}$  cresce ligeiramente mais lento que  $z$ . Poder-se-á, então, obter de forma semelhante, o módulo edométrico tangencial em qualquer ponto da curva ( $\epsilon_z, \sigma_z$ ), expressa por  $\frac{\sigma'_0 (1+e_0)}{0,435 Cc} (\sigma'_0 + \sigma_z)$  muito evidente de acordo com sua variação com  $\sigma'_0$  e  $\sigma_z$ .

Dois exemplos numéricos permitem apreciar a amplitude da variação do módulo, escolhido aqui secante:

### 1º EXEMPLO

Uma argila mole, do Rio de Janeiro, muito compressível, saturada (caracterizada por  $W_{sat} = 1$ ,  $C_c = 0,8$ ,  $e_0 = 2,6$  e  $Y_h = 14,5 \text{ kN/m}^3$ ) é carregada a 20 kPa, depois a 140 kPa (aterro com 1m de altura, passando a 7m). Os valores do  $E'_{edo}$  a 5m e, posteriormente a 10m de profundidade, são dados em kPa na tabela abaixo, indicando igualmente o valor do módulo inicial com carregamento nulo. Também incluiu-se o valor do recalque, ocorrido em uma camada de solo com 1m de espessura, na profundidade considerada. Ver a tabela abaixo.

Carga	Profundidade z	5 m	10 m
0		230	460
1 m (20 kPa)		320	560
		6cm	3cm
7 m (140 kPa)		730	1020
		19cm	14cm

Valores dos módulos edométricos (kPa) e dos recalques em uma argila mole

### 2º EXEMPLO

Um silte argiloso, não saturado, do interior de São Paulo, que apresenta leve compressibilidade ( $w=0,2$ ,  $C_c = 0,1$ ,  $e_0=0,6$ ,  $Y_h=18,5 \text{ kN/m}^3$ ), fornece as mesmas configurações na tabela a seguir.

Carga	Profundidade z	5 m	10 m
0		3 400	6 800
1 m (20 kPa)		3 800	6 900
		0,5 cm	0,3 cm
7 m (140 kPa)		5 600	9 140
		2,5 cm	1,5 cm

Valores dos módulos edométricos (kPa) e dos recalques em um silte argiloso.

Estes valores e suas variações, obviamente que se o solo não apresentar muita compressibilidade, a uma determinada profundidade  $Z$ , mostram a constância do módulo edométrico com a carga aplicada, sem grande impacto. Percebe-se, no 2º exemplo, que para camadas de solo entorno de 10mts de profundidade, pode se escolher um valor único  $E'_{edo} = 8000 \text{ kPa}$ , qualquer que seja a carga do aterro. O processo inerente de recalque calculado é, de fato, muito pequeno e, portanto, pouco preocupante para o projeto. A argila mole, por sua vez, não se pode simplificar, pois promove erro relativamente grosseiro, sobre o processo de recalque que é importante. Solos de fundação que sofreram anteriormente tensões estáticas ( $\sigma'$ ) importantes, e hoje não existem, são considerados sobreconsolidados. Entende-se que o recalque causado pelo recarregamento não tem impacto, desde que este último não promova uma tensão inferior a ( $\sigma'_p$ ). Ao contrário, se ultrapassaram ( $\sigma'_p$ ), a fração superior à ( $\sigma'_p$ ), conduz a recalques cuja amplitude é governada pelo coeficiente ( $C_c$ ). Nestas duas condições, onde  $\sigma'$  representa a tensão que reinava naquele nível considerado, tem-se as seguintes equações:

$$\epsilon_z = \frac{Cs}{1+e_0} \log \frac{\sigma_z + \sigma'_0}{\sigma'_0} \text{ se } \sigma_z + \sigma'_0 < \sigma'_p$$

$$\epsilon_z = \frac{1}{1+e_0} (Cs \log \frac{\sigma'_p}{\sigma'_0} + Cc \log \frac{\sigma_z + \sigma'_0}{\sigma'_p}) \text{ se } \sigma_z + \sigma'_0 > \sigma'_p$$

Se no primeiro exemplo da argila mole, introduzirmos uma sobreconsolidação  $\sigma'_p = \sigma'_0 + 30 \text{ kPa}$  e  $C_s = 0,15$ , os valores do recalque e dos módulos equivalentes são fortemente modificados, como indica a tabela a seguir, em proporção bem variável, o que dependerá do carregamento aplicado.



### Perfilômetro de Recalques

O Perfilômetro de Recalques permite medir recalque e estabelecer um perfil contínuo ao longo de um tubo instalado horizontalmente. Para tanto é instalado um tubo PEAD (Polietileno de Alta Densidade) no aterro por meio de escavação rasa no sentido transversal. O princípio de funcionamento do sensor baseia-se na pressão de um líquido contido num reservatório sobre uma membrana, a qual está solidária a um fio de aço tensionado. A variação da tensão no fio é proporcional à variação da frequência de vibração do fio. A calibração efetuada em laboratório fornece a relação entre a altura de coluna d'água e a frequência de vibração. As leituras estão isentas de variações barométricas, uma vez que o sensor é ventilado.



Para maiores informações, acesse: [www.rogertec.com.br](http://www.rogertec.com.br) ou [atendimento@rogertec.com.br](mailto:atendimento@rogertec.com.br)





Profundidade	5m	10m
Carga $\sigma_z$		
1m (20 kPa)	1740 1,1cm	3000 0,7cm
7m (140 kPa)	1125 12,4cm	1460 9,6cm

Valores dos módulos edométricos (kPa) e dos recalques em uma argila mole sobreconsolidada.

Nota-se, na tabela, a queda do módulo e, portanto, o forte aumento do recalque assim que o carregamento excede o valor de 30KPa. Portanto, a determinação do  $\sigma_p$  pode ser importante para certas obras, e insignificante para outras. Se a argila mole, do primeiro exemplo, consiste de uma camada de apenas 1m de espessura, localizada à 5mts de profundidade média (considerando as camadas superiores e inferiores quase incompressíveis), o fato de ignorarmos a sobreconsolidação, conduzida por um aterro de 7mts de espuma (140Kpa), para proporcionarmos um recalque de 19cm, em vez de 12,4cm, não é relevante, considerando-se a natureza da obra. Deve-se, portanto, lembrar que o módulo edométrico, sob a forma secante, caracteriza a transformação de uma camada de solo, localizado a um nível z, com uma tensão imposta. Este módulo é essencialmente variável, e dependente da profundidade. Após a consolidação, sob esta tensão, o solo final é mecanicamente bem diferente do inicial, ou seja, é muito mais denso, com parâmetros bem superiores. Estes resultados só são obtidos pela técnica do melhoramento efetivo do solo, com geoenrijecimento.

## OS ENSAIOS DO GRUPO C

Os ensaios pertinentes ao grupo C, caracterizam a estratigrafia do solo e fornecem uma avaliação dos parâmetros geotécnicos correspondentes, subdividindo-se em dois tipos. O primeiro, para características de resistência, considerando-se solos na condição original. O segundo para características de deformabilidade, para solos melhorados, considerando que possuem, agora, dois componentes, o solo e as inclusões. O primeiro são ensaios estáticos convencionais penetrométricos, SPT, CPTu, CPT e CLT. O segundo, específicos para avaliar solos melhorados, é o pressiômetro.

### OS ENSAIOS CPT<sub>u</sub>, CPT E O CLT

Uma forma de avaliar o desempenho de fundações, é determinando-se os parâmetros de deformabilidade do solo, em especial os módulos de deformabilidade. Este ensaio permite a determinação da resistência de ponta estática ( $q_c$ ), o atrito lateral ( $f_s$ ) e a poropressão ( $u_2$ ). O parâmetro que falta neste método, como para os outros ensaios penetrométricos, é o da deformabilidade do solo. Com este objetivo, idealizou-se o ensaio de carregamento de ponta penetrométrico, o "cone loadig test" ou cone elétrico (CLT) que, com características de híbrido (CLT + CPT), combina a penetração clássica (penetrômetro) com carregamento incremental de ponta, de modo a

se obter parâmetros de resistência e de deformabilidade. Em geral estes módulos são estimados através de correlações com o N do SPT ou o  $q_c$  do CPT. Uma possibilidade real é realizando uma prova de carga no cone elétrico, o chamado ensaio CLT, simultaneamente ao ensaio CPT, de modo a se obter o módulo  $E_{CLT}$  na região elástica linear inicial da curva, de modo a similar a determinação do módulo de Young para o aço, podendo-se comparar os resultados com os módulos de deformabilidade determinados com o pressiômetro. Por extensão, pode-se representar a curva de degradação do módulo de cisalhamento para o local em questão. Este ensaio híbrido CLT +

CPT, tem potencial para uso na investigação de solos onde, quase sempre, não existem parâmetros de referência para a estimativa de recalques de fundações. O ensaio CLT pode ser incorporado ao ensaio CPT tradicional, fazendo com que o conjunto hastes-ponteira seja tratado como estaca cravada, promovendo-se a prova de carga com objetivo de determinar o módulo de deformabilidade, definido como coeficiente angular, do trecho elástico linear inicial da curva tensão-deformação. O CLT é uma técnica pouco conhecida no Brasil, e não se adequa a solos melhorados pois não consegue penetrar devido as inclusões e da mesma forma o CPT eo CPT<sub>u</sub>.

# FIQUE POR DENTRO DE TODAS AS NOVIDADES DO MEIO GEOTÉCNICO SOLICITANDO SEU WEBNAR

## Conhecimento

Mantenha-se atualizado em relação às tecnologias de melhoramento de solos moles.

## Comodidade

Acesse nossa plataforma de ensino à distância, em seu computador, tablet ou smartphone.

## Feedback

Tire todas as dúvidas com profissionais do mercado, gratuitamente.



Solicite seu webinar através do número: (21) 99359-9105

Para maiores informações, acesse: <http://www.softsoilgroup.com.br/webinar> ou envie um e-mail para: [atendimento@softsoilgroup.com.br](mailto:atendimento@softsoilgroup.com.br)





Os resultados de um ensaio CPT permitem a identificação do perfil estratigráfico do subsolo e a estimativa de vários parâmetros mecânicos importantes, com ênfase na previsão da capacidade de carga e dos recalques de fundações. Além dos resultados obtidos em tempo real durante o ensaio ( $q_c$ ,  $f_s$  e  $U$ ), empregados na determinação do perfil geotécnico do subsolo, podem-se estimar os seguintes parâmetros através de correlações:

• Coeficiente de adensamento  $C_h$  e  $C_v$

• Densidade relativa  $D_r$

• Resistência não drenada  $S_u$

• Ângulo de atrito efetivo de areias  $\phi$

• História de tensões, tensão de pré-adensamento, OCR

• Coeficiente de permeabilidade  $K$ , dentre outros.

A partir da interpretação do perfil do subsolo, obtido após vários ensaios de CPT, selecionam-se as camadas de interesse e usa-se o equipamento CPT para cravar um amostrador de solo na camada desejada. A Figura 18 é uma ilustração do amostrador do tipo Gouda. No Brasil o ensaio CPT é normalizado pela ABNT NBR 12069: 1991 e vem sendo utilizado desde a década 1970 com o ensaio de penetração estática mecânico. A resistência de ponta é registrada quase continuamente pelo sistema de aquisição de dados e os valores correspondentes são representados em gráficos simultaneamente à realização do ensaio. Da mesma forma, é feita a medida da resistência de atrito lateral, através de uma célula de carga fixada à luva de atrito, situada logo acima da ponta. No caso do ensaio de piezocone (CPTU), um, dois, ou três transdutores são utilizados para medir a poro-pressão, incorporados ao cone nos anos 80, dando origem ao termo piezocone e a sigla CPTU. Mais tarde foram incorporados outros sensores, como o sísmico e o de resistividade. O cone é cravado no terreno utilizando um equipamento de cravação que mantém a velocidade constante de 2 cm/s, medindo-se a resistência de ponta, o atrito lateral e as poro-pressões. Os valores de  $q_c$ ,  $f_s$  e  $u$  são registrados quase continuamente pelo sistema de aquisição em intervalos típicos de 10, 25 e 50 mm de profundidade. Com base nas medidas de resistência de ponta  $q_c$  e atrito lateral  $f_s$ , calcula-se a razão de atrito  $R_f = f_s/q_c$ . Com o conhecimento da resistência de ponta do cone  $q_c$  e da relação de atrito  $R_f$  é possível indicar o tipo de solo penetrado empregando um ábaco. É importante notar que na interpretação de resultados de um ensaio CPT, faz-se uma correlação com dados da experiência para se definir o comportamento do solo in situ.

O resultado da investigação não identifica efetivamente o tipo de solo quanto a textura, mas sim seu comportamento. O efeito da poro-pressão sobre a resistência medida na ponta do cone é levado em consideração através da correção do valor medido de resistência de ponta,  $q_c$ . A correção da resistência de ponta deve ser considerada empregando a seguinte equação:  $q_t = q_c + (1 - \alpha)u_2$

Onde:

$q_t$  resistência de ponta corrigida,  $q_c$  é a resistência medida no cone,  $\alpha$  é a relação de áreas desiguais ( $A_n/A_t$ ), e  $u_2$  é a poro-pressão medida imediatamente acima da face da ponta do cone (posição  $u_2$ ).

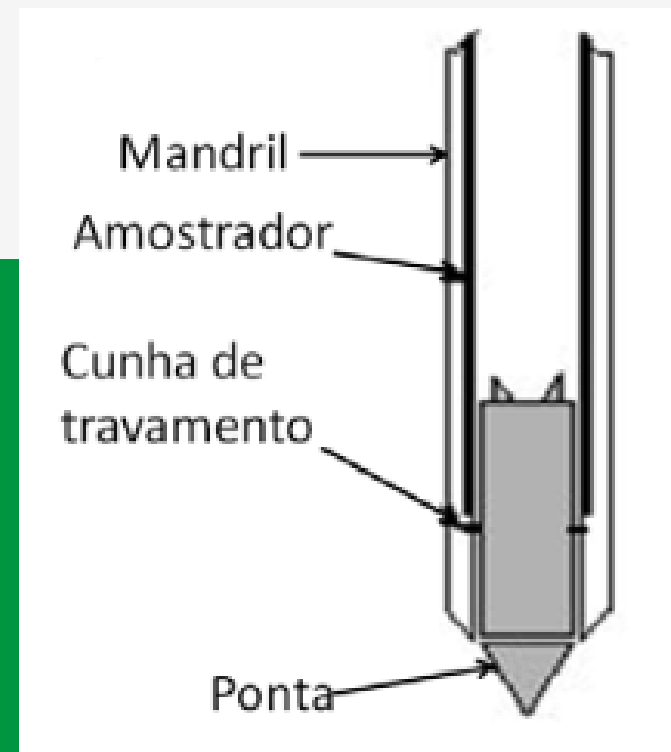


Figura 11. Ilustração do amostrador original holandês Gouda, adaptável ao ensaio CPT.

CLASSIFICAÇÃO DO SOLO	RAZÃO DE ATRITO (%)
Areia Grossa com Cascalhos à Areia Fina	1,2 a 1,6
Areia Siltosa	1,6 a 2,2
Areia Silto-Argilosa	2,2 a 3,2
Misturas de Argila	3,2 a 4,1
Argila	4,1 a 7,0
Turfa	> 7,0

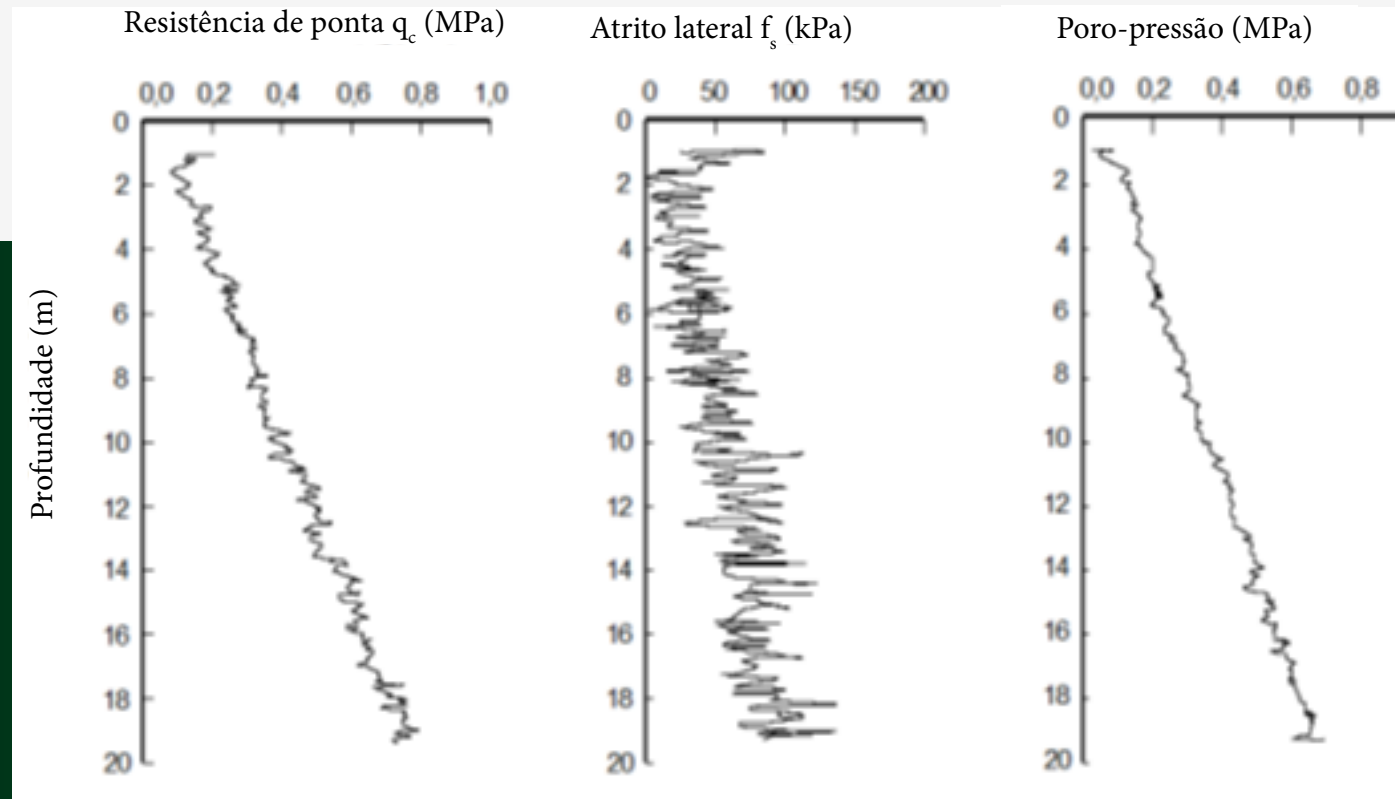


Figura 12. Variáveis medidas durante um ensaio de piezocone.



O CPT é um método de investigação semiempírico que depende da qualidade das correlações empregadas. A Tabela 3, lista os parâmetros do solo e as referências disponíveis na literatura para sua estimativa.

Parâmetro do solo	Referências
Classificação de solos	ROBERTSON, 1990; SENNESET e JANBU, 1985
Tensões in situ ( $K_0$ )	MASOOD e MITCHELL, 1993
Ângulo de atrito efetivo ( $\phi'$ )	SANDVEN, 1990; SENNESET e JANBU, 1985
Módulo Edométrico (D)	KULHAWY e MAYNE, 1990
Módulo de cisalhamento ( $G_{max}$ )	MAYNE e RIX, 1993
Histórico de tensões (OCR, $\sigma_D$ )	CHEN e MAYNE, 1994
Sensibilidade (St)	ROBERTSON e CAMPANELLA, 1988
Resistência não-drenada ( $S_u$ )	AAS et al., 1986; KONRAD e LAW, 1987
Condutividade hidráulica (k)	ROBERTSON et al., 1992
Coefficiente de adensamento (Ch)	HOLSBY e TEH, 1988
Peso específico aparente ( $\gamma$ )	LARSSON e MULABDIC, 1991
Intercepto de coesão efetiva ( $c'$ )	SENNESET et al., 1989

Tabela 3 - Parâmetros e as referências da literatura para correlações disponíveis (CHEN e MAYNE, 1994)

Empresas de software especializadas em geotecnia disponibilizam no mercado programas de computador destinados a facilitar a interpretação dos resultados de ensaios CPT. A Figura 21 mostra um relatório elaborado por um desses softwares:

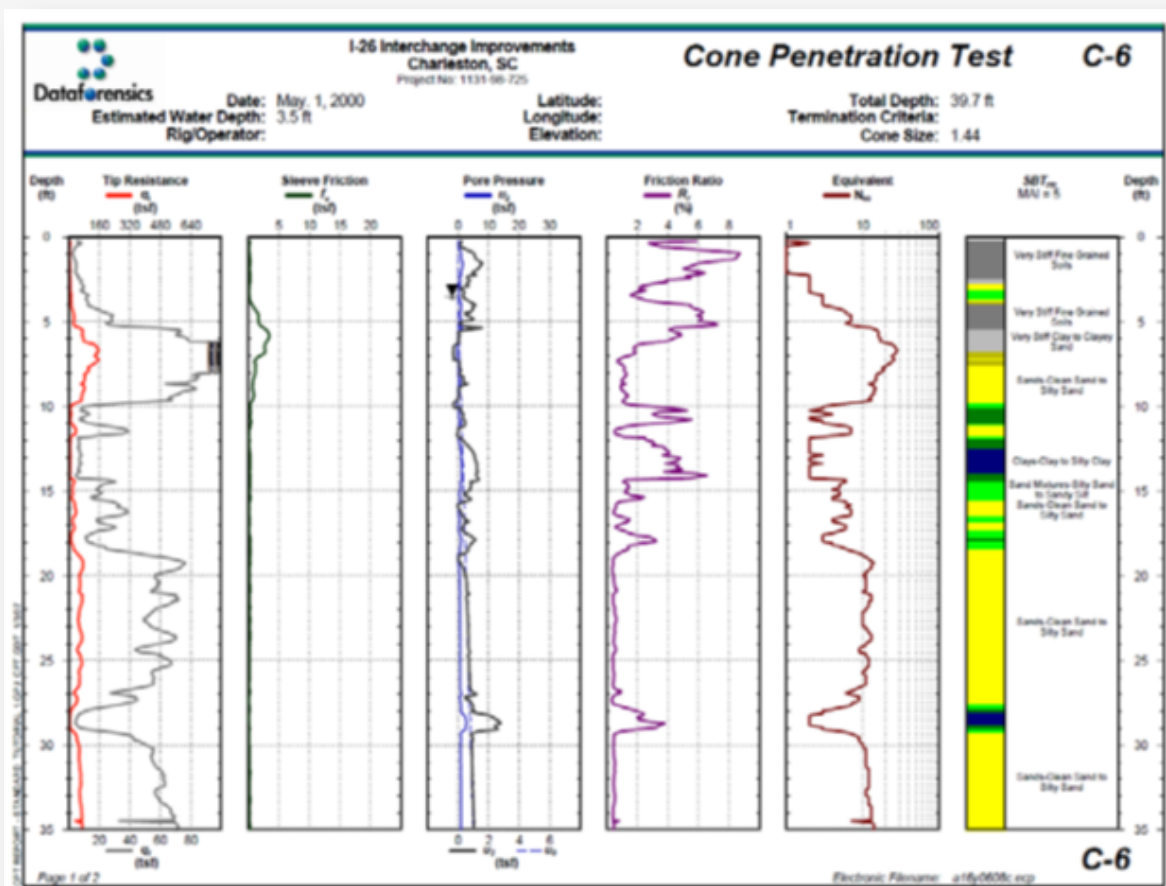


Figura 13. Resultado de um ensaio CPT (Fonte: website Dataforensics.com, 2013).

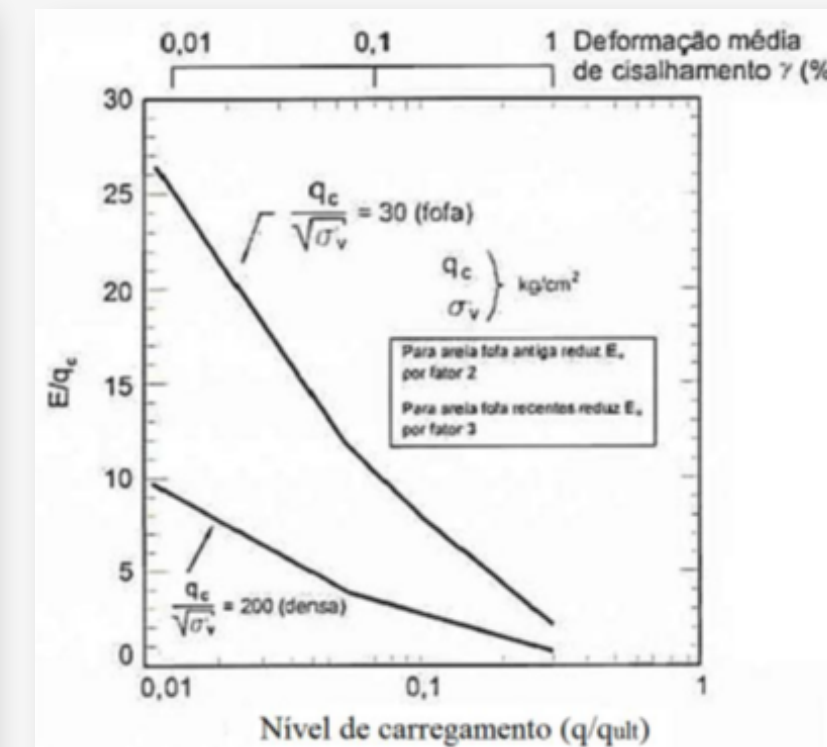


Figura 14 - Estimativa do módulo de deformabilidade para areias com base no nível de carregamento (ROBERTSON, 1991)

O módulo edométrico,  $E_{oed}$ , pode ser estimado com base nos estudos de Senneset et al., (1988), mostrando uma relação linear entre a resistência corrigida do cone ( $q_c$ ) e o módulo tangente, em testes edométricos. O módulo de cisalhamento máximo varia com o índice de vazios inicial,  $e_o$ , e com a resistência de ponta corrigida  $q_t$  para vários tipos de argilas estudadas e pode ser expresso por:

$$G_{max} = 99,5 \cdot (p_a)^{0,305} \frac{(q_t)^{0,695}}{(e_o)^{1,130}}$$

onde  $P_a$  é a pressão atmosférica

A dependência de  $G_{max}$  do estado do solo requer um conhecimento prévio do índice de vazios inicial ( $e_o$ ) o que nem sempre é possível. Entretanto, com base na teoria da elasticidade, pode-se determinar  $G_{max}$  utilizando-se o cone sísmico determinando-se a velocidade de onda  $V_s$  e conhecendo-se a massa específica do solo, de acordo com a (Eq. 15), que incorpora as características desse solo.

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



## ENSAIO PRESSIOMÉTRICO, PMT

O ensaio pressiométrico, PMT, tem uma sonda de forma cilíndrica, com uma câmara expansora cujo objetivo é aplicar uma pressão uniforme nas paredes de um furo de sondagem previamente executado. O ensaio PMT é executado com a colocação da sonda dentro de um furo, na profundidade desejada, e em seguida aplicam-se incrementos de pressão e mede-se a expansão. Em cada estágio de pressão, as leituras de expansão são registradas aos 15, 30 e 60 segundos. Tais leituras podem ser feitas com extensômetros internos ou com a medida do volume. O equipamento é composto por um sistema de controle pressão-volume, contendo um medidor de volume, manômetros, tubulações de conexão até a sonda e células de guarda e de medição, como mostra a Figura abaixo. O pressiômetro deve ser calibrado antes e após a realização de cada campanha de ensaios. A calibração tem por objetivo compensar as perdas de pressão e volume para a medida correta do comportamento tensão-deformação do solo ensaiado. A calibração deve considerar:

- **Sistemas de medição:** calibração periódica dos medidores de pressão e deslocamento (ou variação volumétrica);

- **Variações no sistema:** expansão da tubulação que conecta o painel de controle à sonda, existência de ar no sistema, compressibilidade do fluido pressurizado, perda de pressão no sistema;

- **Resistência da sonda:** rigidez própria da membrana e diminuição de espessura da membrana causada pela expansão radial.

Os resultados dos ensaios PMT são muito influenciados pela maneira como a sonda é instalada no solo. Para que a perturbação seja a menor possível, o pressiômetro é colocado em um furo previamente aberto, com o mesmo diâmetro do pressiômetro ou um pouco maior.

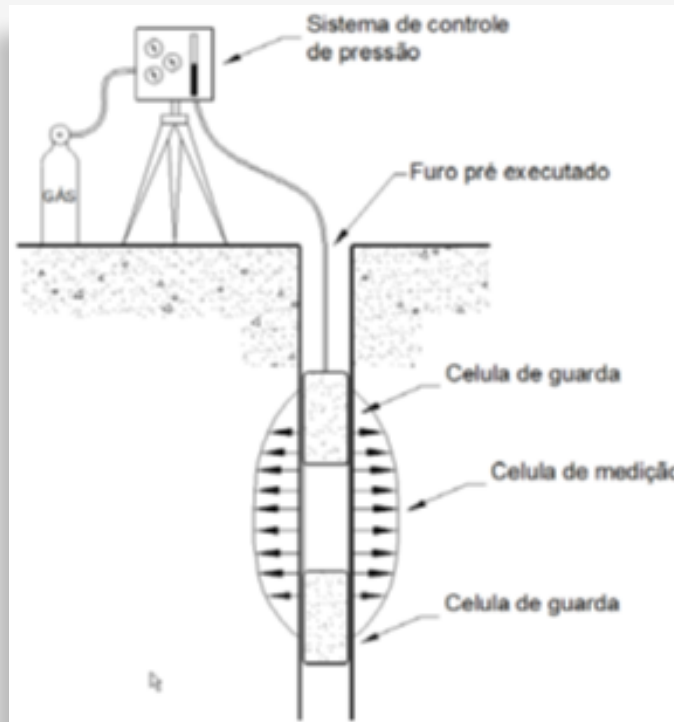


Figura 15. Esquema do ensaio pressiométrico.

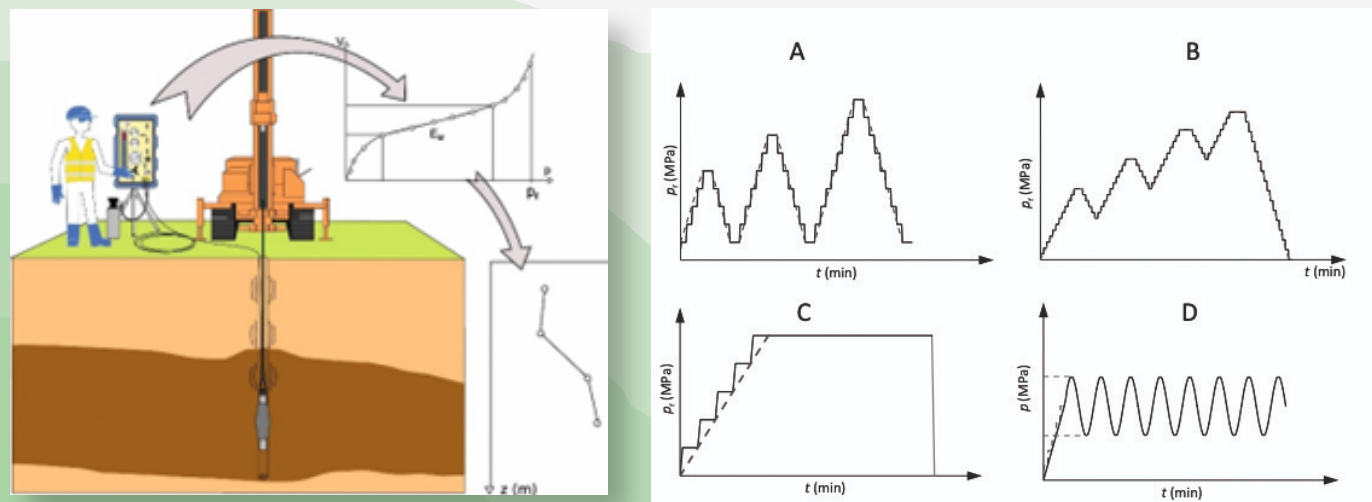


Figura 16. O ensaio pressiométrico e os gráficos pertinentes.

O ensaio com o pressiômetro segue as recomendações das normas NF-P94 110 (ASSOCIATION FRANÇAISE DE NORMALISATION, 1991) e ASTM D4719 (AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS, 1987). Previamente é executado um furo com um diâmetro menor ou igual a 1,15 vezes o diâmetro da sonda. O controle desse diâmetro é fundamental devido às limitações de expansão da sonda pressiométrica. A sonda é colocada dentro do furo na profundidade desejada e, em seguida, procede-se à expansão das células através da aplicação dos incrementos de pressão. Após a introdução do pressiômetro no terreno a pressão na célula é aumentada, o que provoca um estado de expansão cilíndrica do solo em volta da mesma. A avaliação da deformação radial é obtida diretamente pela quantidade de água que é introduzida dentro da célula. A pressão da célula é aumentada em estágios e mantida constante por dois minutos em cada estágio. As leituras são feitas em trinta, sessenta e cento e vinte segundos e devem ser corrigidas em função da rigidez do próprio sistema de medida. Incrementos de pressão. Os resultados são apresentados em um gráfico, onde se tem a pressão versus volume, ambos os valores medidos nos intervalos de tempo considerados. A Figura abaixo mostra o resultado típico de um ensaio PMT. O módulo de deformabilidade é um parâmetro geotécnico importante que pode ser determinado a partir de resultados de ensaios pressiométricos. O módulo pressiométrico, PMT, é calculado pela declividade da curva pseudoelástica corrigida, de acordo com a norma francesa NF P94-110.

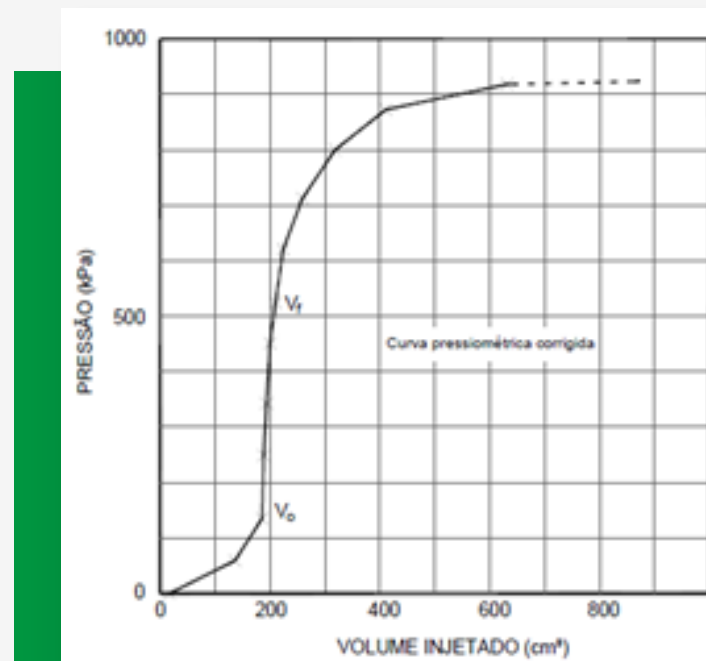


fig 17 - Curva pressão versus volume aplicado na sonda

O módulo de deformabilidade é um parâmetro geotécnico importante que pode ser determinado a partir de resultados de ensaios pressiométricos. O módulo pressiométrico, PMT, é calculado pela declividade da curva pseudoelástica corrigida, de acordo com a norma francesa NF P94-110.

$$E_{PMT} = 2(1+\nu) \left[ V_i + \left( \frac{V_f - V_0}{2} \right) \right] \frac{dP}{dV}$$

**Onde:**  $V_i$  é o volume inicial da célula de medição;  $\nu$  o coeficiente de Poisson do solo;  $V_f$  é o volume da cavidade no fim do trecho elástico; e  $V_0$  é o volume da cavidade no início do trecho elástico.

O ensaio PMT é também utilizado para estimativa de outros parâmetros geotécnicos como, por exemplo, parâmetros de resistência e razão de sobreadensamento, entre outros. O Pressiômetro TEXAN é um

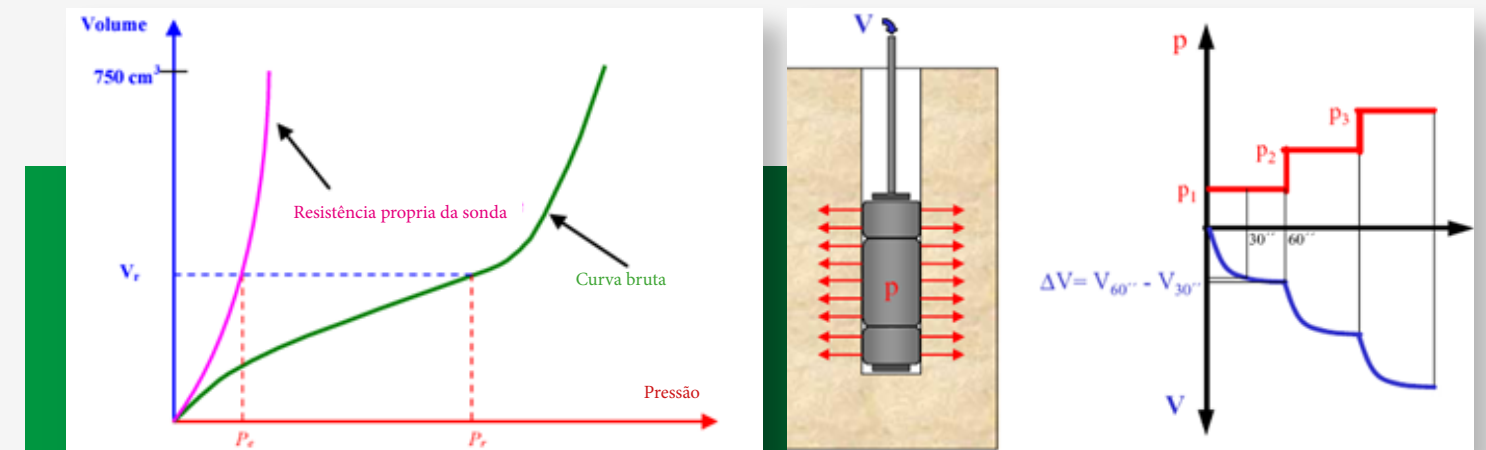


fig 18 - Curva pressão x volume, detalhes da sonda e relação pressão x volume.

equipamento mais simples, muito semelhante ao PMT, e se diferencia por apresentar apenas uma célula (monocelular) expansível hidráulicamente, na sonda pressiométrica, não apresentando células-guarda. Esta alteração aumenta a eficácia deste pressiômetro, para a realização de ciclos de descarregamento, já que no original as células de guarda precisam manter uma pressão diferencial constante em relação à central, o que é extremamente difícil, e causa uma compressão das células auxiliares em relação à expansível, alterando o resul-





Fig 19 - Pressiometro TEXAN

tado esperado. A unidade controladora de volume e pressão do Texan, é composta por manivela que submete o torque aplicado a um pistão em parafuso, que aumenta a pressão hidráulica conforme é acionado. A medição do aumento do volume, é dada pela leitura da distância percorrida pelo pistão, ou então pela contagem e registro das voltas efetuadas pelo parafuso do macaco, sendo a medição da pressão obtida do manômetro de pressão.

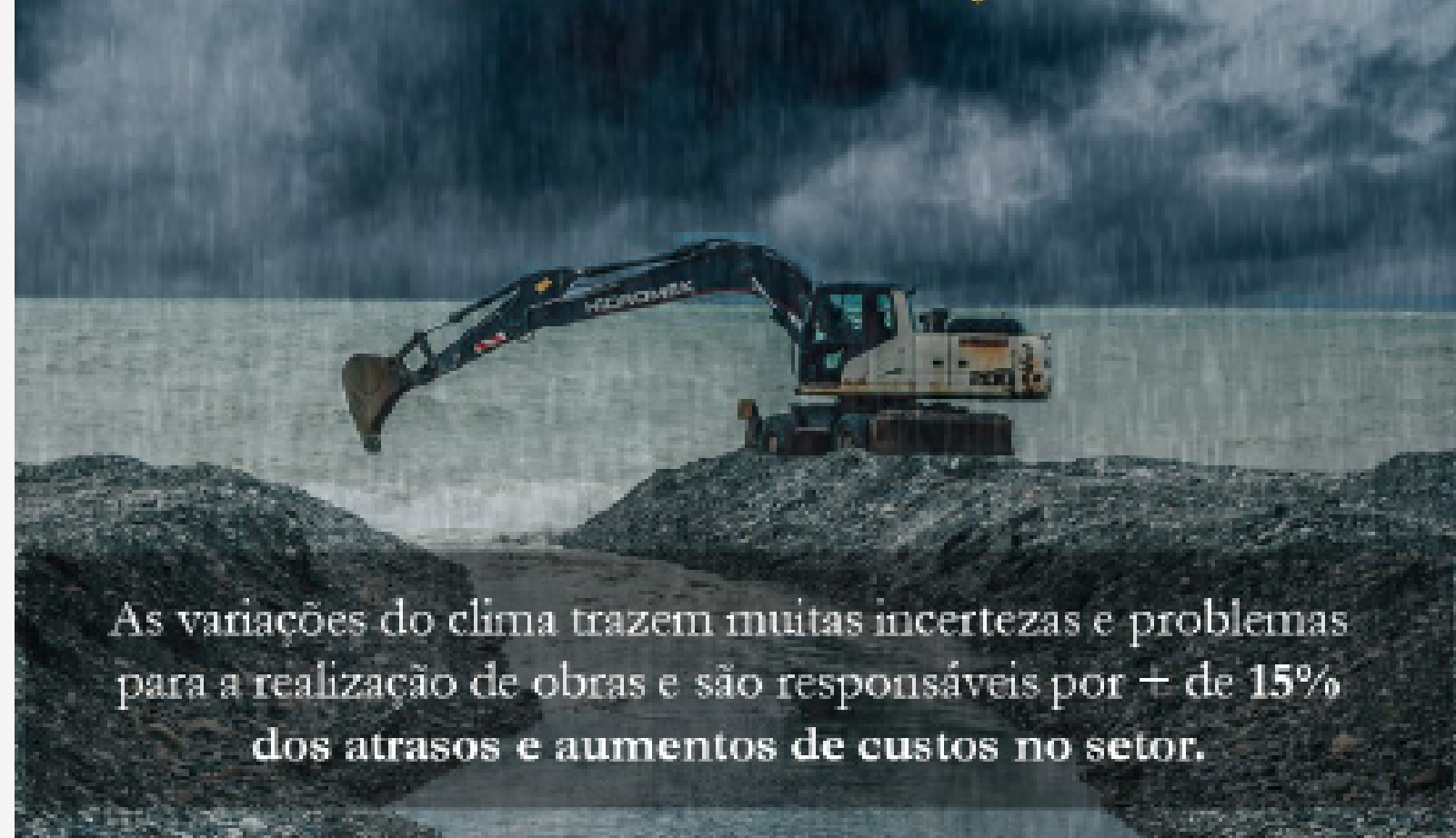


## REFERÊNCIAS

Patricia Karina Tinoco é engenheira geotécnica. Trabalha com melhoramento de solos moles.

- Ali BOUAFIA. (2010). Introduction à la dynamique des sols, Tome 1, principe de base.
- Vincent Robitaille, Denis Tremblay. (1997). Mécanique des sols, théorie et pratique.
- Claude Plumelle. (2013). Théorie et pratique de la géotechnique.
- Melbouci Bachir. (2009). Méthode de calcul de stabilité des fondations, des talus et d'ouvrages de soutènement.
- Amar S., Baguelin F., Frank R., Jezequel J-F, (1995). Courbe pressiometrique adimensionnelle dans les argiles sous sollicitations non drainées, Comptes Rendues, 11ère Congrès Européen de Mécaniques des sols et des Fondation, Copenhague, Vol. 1, pp. 1.7- 1.11.
- Anderson D.G., Woods R.D. (1975). Comparison of field and laboratory shear moduli. Proceedings of Conference on In situ Measurement of Soil Properties, Speciality Conference of the Geotechnical Engineering Division ASCE, Raleigh, North Carolina, Vol.1, pp.69-92.
- Arbaoui H. (2003). Mesure de la déformabilité des sols en place avec un pénétromètre. Thèse de doctorat, Université Blaise Pascal – Clermont II, 204 pages.
- Arsonnet G., Baud J-P, Gambin M. (2005), Réalisation du forage pour essais pressiométriques par un système de tube fendu auto-foré. Symposium International 50 ans de pressiomètres, ISP5-Pressio 2005,
- FATEHNIA, M.; LANDSCHOOT, M.; SPECIALISTS, G. Correlation between Shear Wave Velocity and SPT-N Values for North Florida Soils. n. January, 2015.
- FERNANDES, F. C. Ensaio de Coluna Ressonante e de Bender Elements para Medidas de Módulos Cisalhantes em Caulim. 165 p. Tese (Doutorado) - Universidade Federal do Rio de Janeiro, 2018.
- FERREIRA, R. S.; ROBERTSON, P. K. Interpretation of undrained self-boring pressuremeter test results incorporating unloading. Canadian Geotechnical Journal, v. 29, n. 6, p. 918-928, 1992. ISSN 00083674.

# Diminuir as incertezas gera mais SEGURANÇA



As variações do clima trazem muitas incertezas e problemas para a realização de obras e são responsáveis por + de 15% dos atrasos e aumentos de custos no setor.

## Sistema para gestão de risco de impacto climático no planejamento e execução de obras



Aumente a produtividade e reduza custos durante a ocorrência de chuvas com previsão personalizada e alertas de tempestade em tempo real.



<https://www.nimbusmeteorologia.com.br/>

<https://www.linkedin.com/company/nimbusmeteorologia>



# TRABALHAMOS COM CONSTRUÇÃO DE ESTRADAS E GOSTARÍAMOS DE SABER COMO PODEMOS OBTER O MÓDULO DO SOLO E SUA VARIAÇÃO, UTILIZANDO A TOMOGRAFIA COM IMAGEM (MASW).

**A**valiar o modo de deformação do solo, para aplicação em sua análise constitui uma das etapas mais importantes, também das mais difíceis da engenharia geotécnica. A resposta do solo é altamente não linear e é influenciada por muitas variáveis, como mineralogia, estrutura, estado de tensão, condição de carregamento e drenagem. As técnicas de amostragem melhoraram significativamente nos últimos anos, ainda assim, alguns distúrbios são inevitáveis em função de fatores como o alívio de tensões. Há, ainda, a existência de solos moles, extremamente difíceis de amostrar, usando técnicas convencionais. Nestes casos, técnicas in situ são necessárias para avaliar os parâmetros de deformação do solo. A seleção e escolha dos parâmetros de deformação, é etapa fundamental no projeto, considerando-se a adoção de modelos complexos de solo elasto-plástico. Frequentemente, preferimos aplicar soluções elásticas lineares (ou não lineares simples) a um problema do projeto, desde que possam afiançar um módulo de elasticidade equivalente razoável, aplicável ao nível de deformação induzido do problema. Assim, há a necessidade de desenvolver um procedimento racional para a seleção do modo de deformação do solo, adequado a este procedimento, devendo ser consistente com a técnica da análise. No atual estágio do conhecimento, sabe-se que o módulo de deformabilidade do solo é dependente do nível de tensões e deformações cisalhantes. Podemos combinar diferentes ensaios, a fim de definir o módulo de cisalhamento  $G$ , em sua ampla faixa de deformações, o que é conhecido como

curva de degradação do módulo cisalhante. Ensaios sísmicos, como a tomografia com imagem, fornecem o valor da rigidez para pequenas deformações  $\epsilon < 10\text{-}6\%$ . Para deformações maiores, a rigidez do solo diminui com o aumento das deformações. A variação do módulo de cisalhamento do solo, com o nível de deformação, pode ser representado esquematicamente pela figura abaixo, notando-se que para abranger o comportamento real

do solo, é necessário relações tensão-deformação não lineares, pois a rigidez do solo varia de forma não linear com a deformação. O módulo de cisalhamento máximo, ( $G_0$ ), é o parâmetro pertinente ao estado inicial indeformado do solo e permite avaliar o comportamento tensão-deformação-resistência do solo para carregamentos estáticos, cíclicos e dinâmicos, tanto para as condições drenadas quanto não drenadas.

O módulo tangente, medido a partir da curva pressiométrica, é igual ao módulo secante determinado em ensaio laboratorial convencional, o que permite que os resultados dos ensaios pressiométricos sejam adequadamente relacionados aos de outros ensaios, por meio de modelos de degradação projetados para

expressar a variação do módulo cisalhante  $G$  com a deformação. Independentemente do modelo adotado na análise, recomenda-se a combinação de medições tomográficas  $G_0$  e ensaios pressiométricos, que incorporem múltiplos ciclos de descarga-recarga, únicos métodos precisos para se obter parâmetros não lineares de rigidez por ensaios in situ. Um exemplo de curva de degradação do módulo cisalhante, para solos residuais de gnaiss e migmatito, utilizando-se o valor de  $G_0$  obtidos através de ensaios cross-hole e pressiômetro de auto-furação, pode ser visto na Figura abaixo.

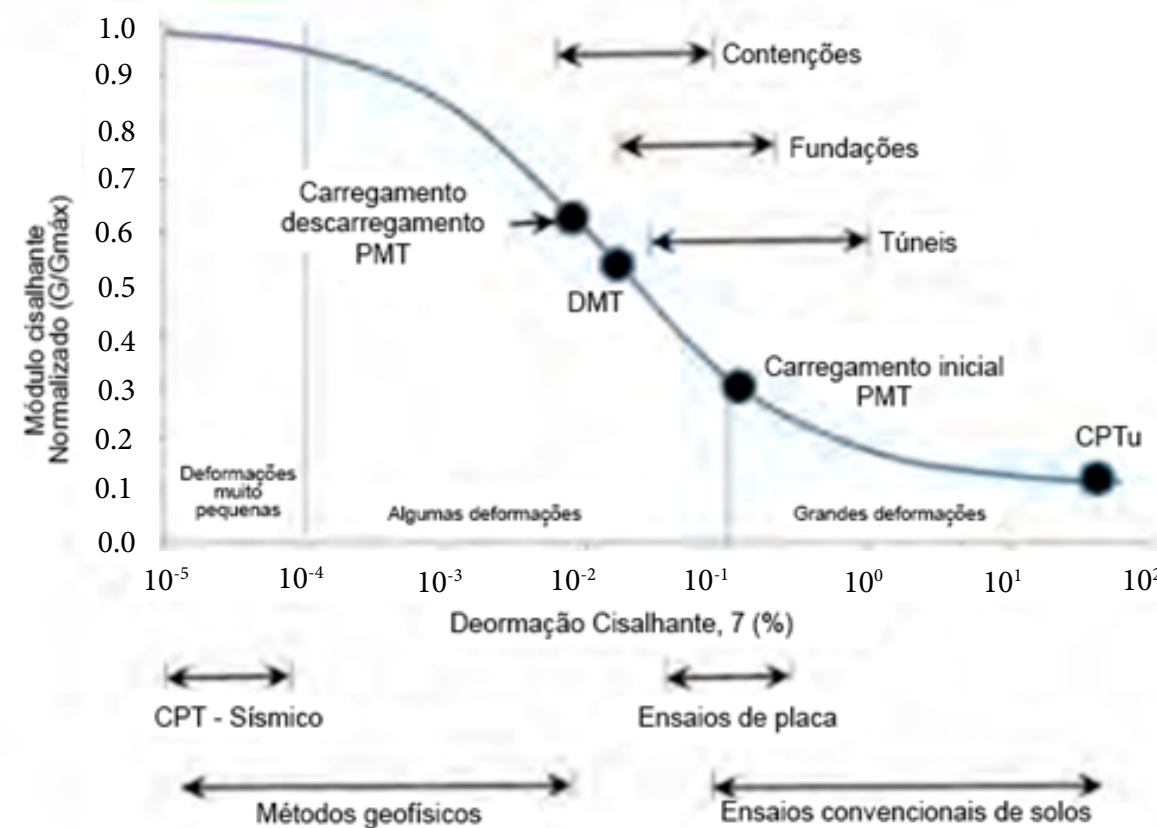


Fig 1 - Curva de degradação do módulo cisalhante normalizado.

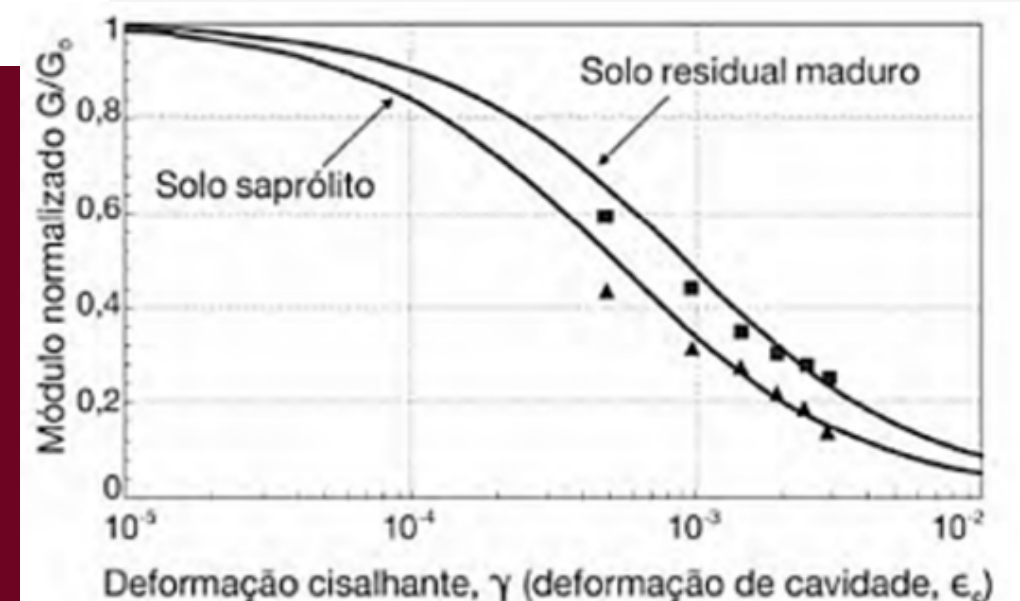


Fig 2 - Curva de degradação do módulo cisalhante normalizado.



Para tanto, utiliza-se o exemplo de detalhamento do ciclo na Figura abaixo, ficando nítido que não há uma variação linear entre pressão e deformação. Poder-se-ia optar por um módulo médio no ciclo mas, obviamente, este módulo seria afetado pela variação da pressão em cada ciclo. Quanto maior a variação, menor o módulo.

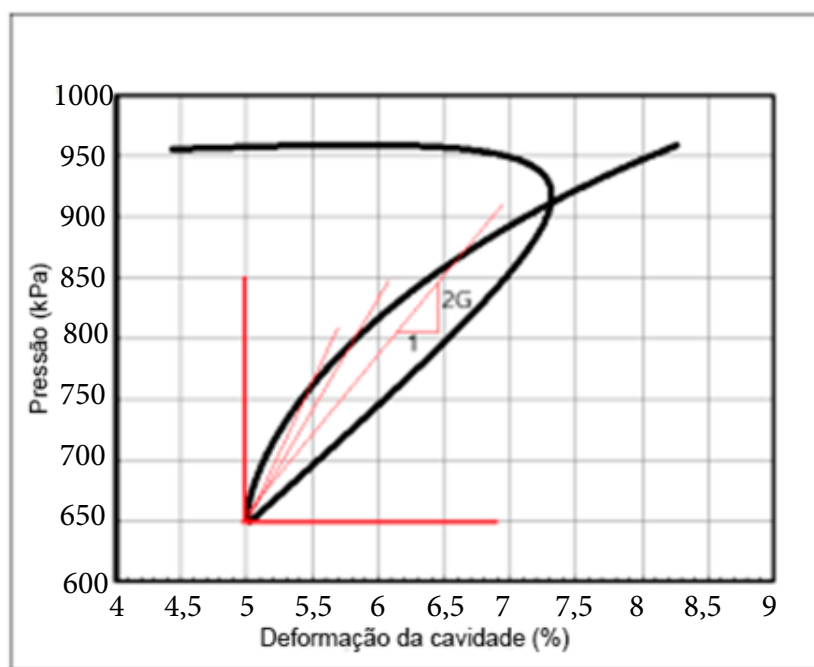


Figura 3 - Método para obtenção do módulo secante de referência

### MÓDULO DE REFERÊNCIA $G_{UR}$

Como solução, realizou-se a determinação dos módulos secantes para vários valores de deformação, a partir do nível mínimo de pressão/deformação atingido no ciclo. Tomando como base o módulo secante, correspondente a deformação de 0,1%, chamada de módulo de referência  $G_{UR}$ , comparações entre os parâmetros de deformabilidades de vários ciclos foram feitos, concluindo-se que a rigidez do solo aumenta com a amplitude e o nível de deformação de um dado ciclo e com o nível de deformação de sucessivos ciclos.

## NORMALIZAÇÃO DO MÓDULO CISALHANTE

Realizou-se uma análise em um banco de dados, obtido de 67 ensaios realizados em 10 trabalhos diferentes, com referência a 21 tipos de solos argilosos. As amostras vieram de vários países e foram ensaiadas em uma variedade de condições, de normalmente consolidados a sobreconsolidados, em vários laboratórios e com equipamentos de ensaio de cisalhamento diferentes, por um período de 30 anos. Os autores estudaram a normalização dos módulos de cisalhamento secantes  $G$ , em termos de tensão efetiva média inicial ( $G/\sigma$ ), resistência ao cisalhamento não drenada ( $G/S_u$ ) e o módulo de cisalhamento máximo ( $G/G_0$ ): Na Figura ao lado, observa-se os resultados obtidos, de maneira dispersa, pela representação ( $G \times \gamma$ ). A normalização de  $G$  com  $\sigma'$  é uma técnica usada por alguns pesquisadores. A Figura a seguir mostra o gráfico de ( $G/\sigma \times \gamma$ ) para as argilas consideradas. Muito da dispersão observada na figura anterior, permanece na Figura abaixo, embora os dados pareçam convergir para deformações mais altas.

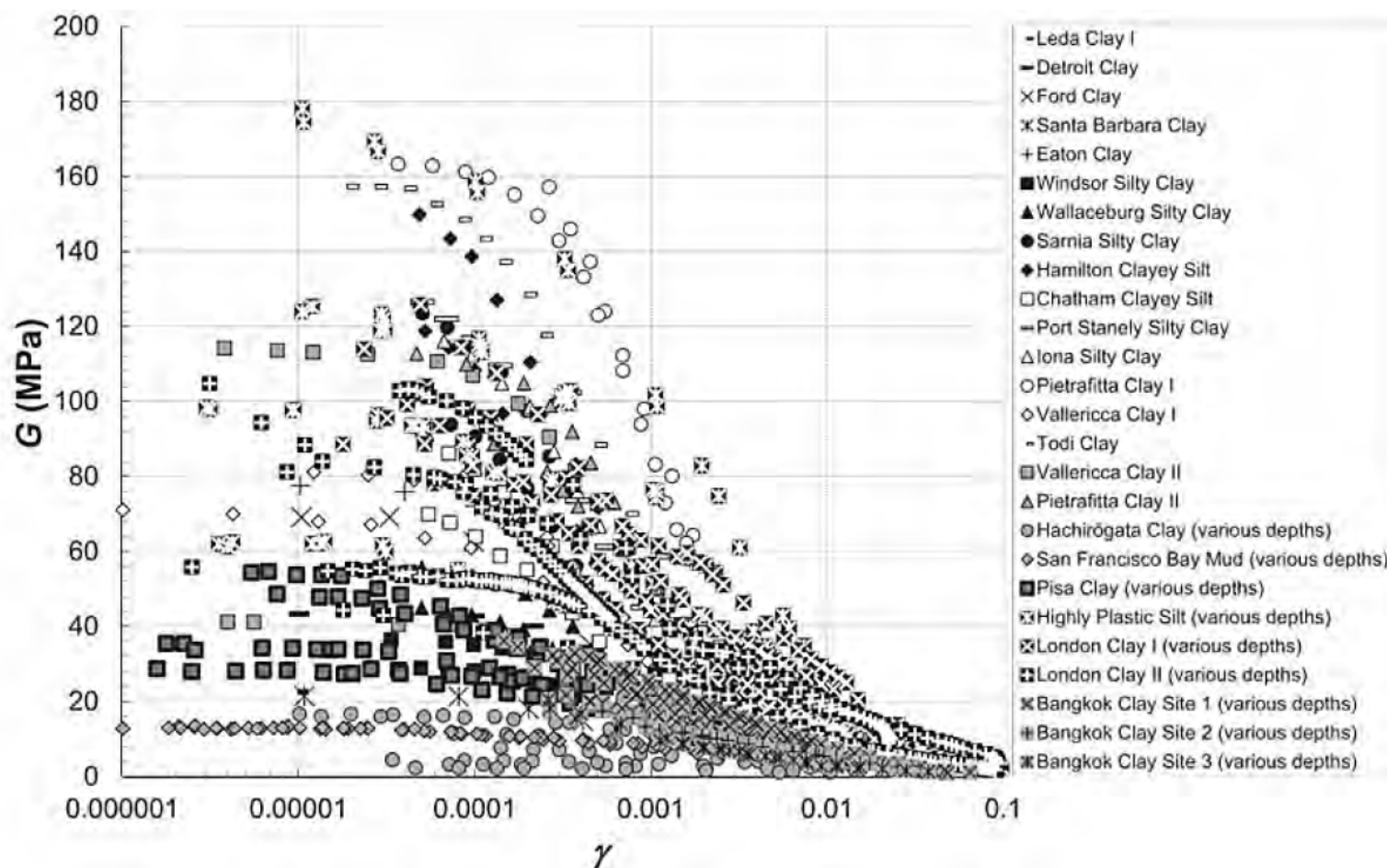


Figura 4 - Degradação do módulo secante não normalizado.

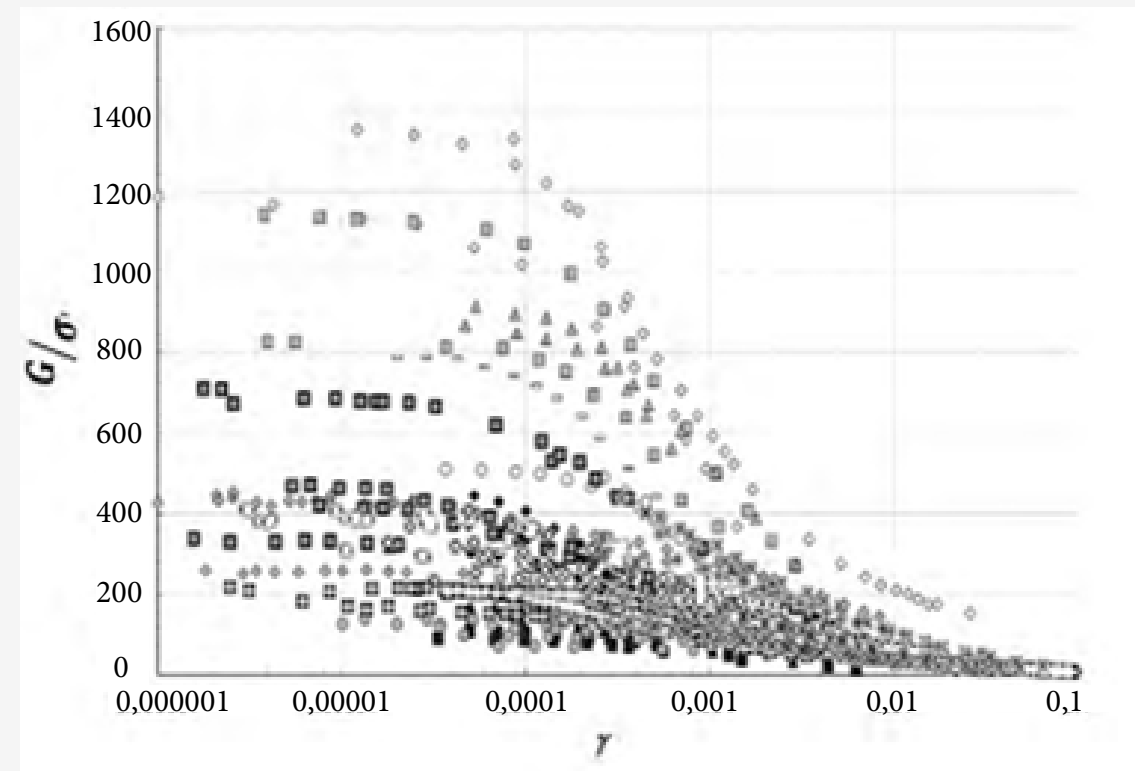


Fig 5 - Módulo de cisalhamento secante normalizado com tensão efetiva versus deformação de cisalhamento.

Outro método de normalização possível, para  $G$ , é dividi-lo pela resistência ao cisalhamento não drenada. A Figura abaixo mostra o gráfico ( $G/S_u \times \gamma$ ). A dispersão, entre diferentes argilas, não foi reduzida de forma apreciável, na comparação com Figura 4.

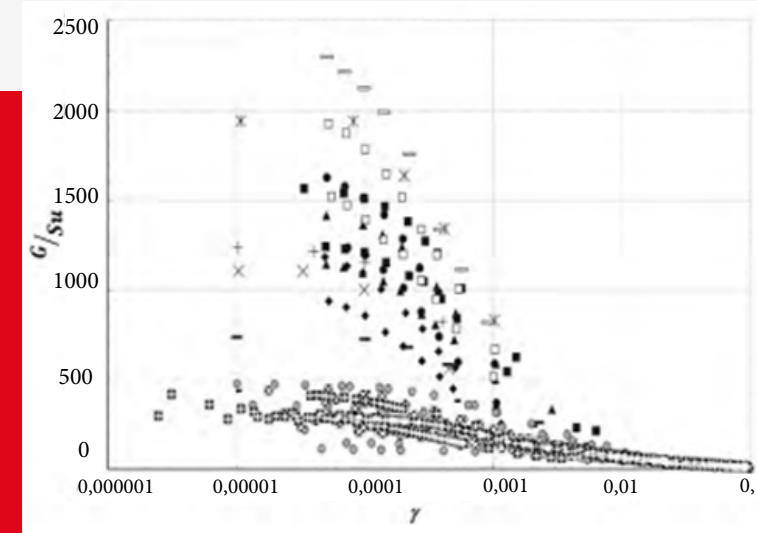


Figura 6 - Degradação do módulo secante normalizado.

Usar  $G_0$  para normalizar a redução do módulo de cisalhamento com deformação é comum, especialmente na literatura internacional. A Figura abaixo mostra o gráfico ( $G/G_0 \times \gamma$ ), ficando claro que o uso desta relação representa uma maneira muito mais eficaz de reduzir a dispersão, em comparação com os modos citados anteriormente.



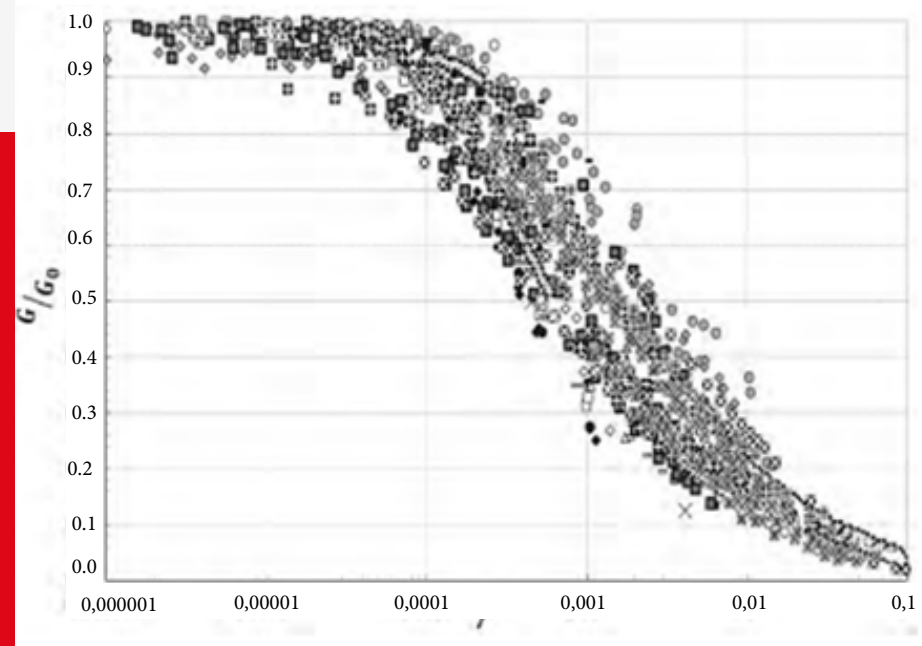


Figura 7 - Degradação do módulo secante normalizado -  $G/G_0$ .

Esta representação é útil para comparar curvas do mesmo solo, em diferentes condições "ou de solos diferentes. Os fatores que afetam ( $G_0$ ) e  $G$ , da mesma forma, não afetam a relação  $G/G_0$ , por isso, a normalização também é conveniente na análise de fatores intervenientes.

### DISTORÇÃO LIMITE DE REFERÊNCIA

Alguns fatores são considerados importantes para estimar o módulo cisalhante inicial  $G_0$ , destacando-se a tensão efetiva, na direção da propagação da onda, a tensão principal efetiva na direção da vibração da partícula, o índice de vazios e a anisotropia estrutural, o grau de saturação (particularmente em argilas e siltes) e a cimentação (natural ou artificial). Objetivando investigar a degradação do módulo de cisalhante (ou de distorção) do solo, há um estudo baseado em um parâmetro chave, denominado distorção limite de referência  $\gamma_{0,7}$ . Define-se este parâmetro como a distorção correspondente a uma relação de  $G/G_0=0,7$ , em que ( $G_0$ ) é o módulo de distorção no domínio das pequenas deformações e  $G$  o módulo de distorção secante. Através da normalização proposta é possível definir relações unificadas, com a finalidade de estimar a degradação do módulo de distorção do solo. Para a montagem da curva de degradação do módulo cisalhante, é prática comum combinar o módulo de distorção inicial, determinado in situ, com a curva de redução do módulo, obtida em laboratório. Objetiva-se que as curvas de degradação, são fortemente influenciadas pelo índice de plasticidade do solo (IP) e a tensão efetiva normal média ( $\sigma'_0$ ). Recorre-se, para tanto, ao conceito da distorção limite, sem variação volumétrica ( $\gamma_t^v$ ). A degradação da rigidez e o amortecimento do solo, assumem proporções reduzidas, para distorções abaixo daquele valor e não ocorrem de deformações plásticas. Tal distorção, ou deformação ( $\gamma_t^v$ ),

depende da história de tensões, do estado atual e, principalmente, da natureza e da estrutura do solo. Entende-se assim, que quanto maior for o (IP) maior será a distorção limite, sem variação volumétrica. Do ponto de vista teórico será então, mais lógico comparar o comportamento dos diferentes tipos de solos, normalizando-se a distorção. Na prática, o valor da distorção limite, sem variação volumétrica, não é fácil de se determinar, propondo-se a definição de uma distorção limite de referência. Sendo:

$$\gamma_{0,7} = \gamma \left( \frac{G}{G_0} = 0,7 \right)$$

A equação anterior é a distorção para a qual a rigidez inicial reduz-se a 70%. Pode-se, agora, fazer a representação das curvas de degradação da rigidez ( $G/G_0$ ) em função da distorção normalizada:

$$\gamma^* = \frac{\gamma}{\gamma_{0,7}} \quad , \text{propondo-se}$$

equações que definem uma faixa relativamente estreita para valores de  $G/G_0$  () em função de  $\gamma^*$ :

Na Figura abaixo há um exemplo do ajustamento dos valores de ( $G/G_0$ ) em função da distorção normalizada:

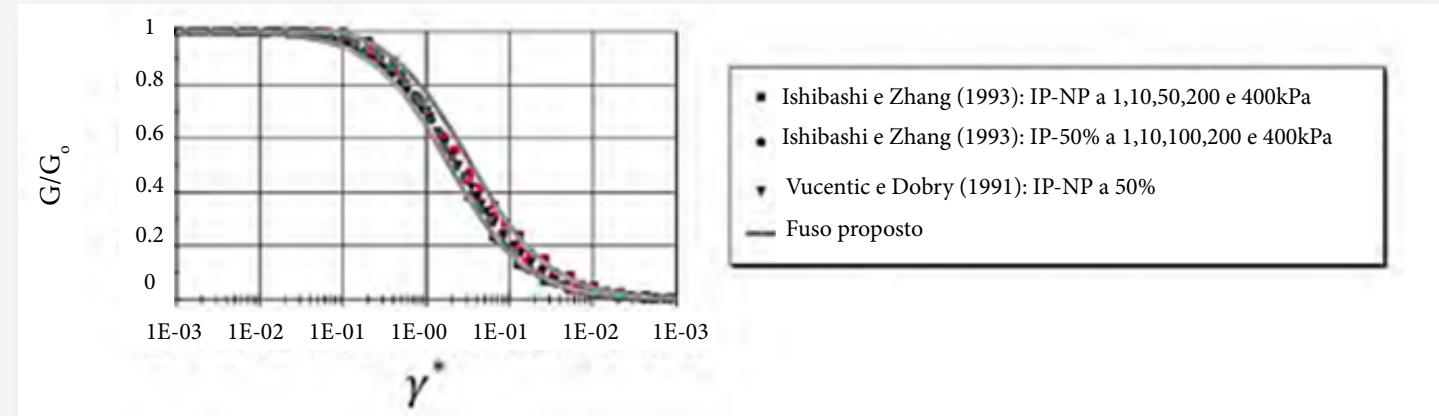


Figura 8 - Distorção normalizada.

Podemos descrever as curvas dadas de maneira mais resumida, usando uma função hiperbólica do tipo:

$$\frac{G}{G_0} = \frac{1}{1 + a X \gamma^*}$$

Utilizando-se análises de regressão, determinou-se o valor do parâmetro  $a$ , com melhor ajustamento à linha média da faixa definida pelas equações,  $a = 0.385$ . A curva estabelecida é apresentada na abaixo.

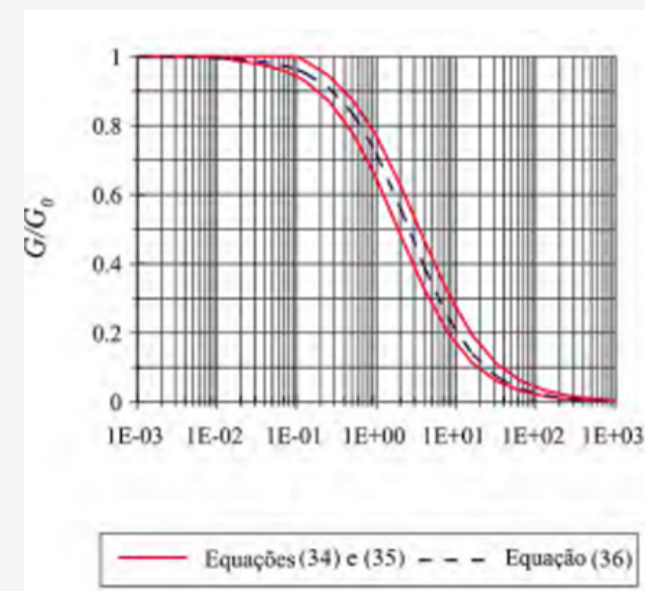


Figura 9 - Distorção normalizada. Curva de degradação da rigidez em função da distorção normalizada.



### REFERÊNCIAS

- OHSAKI, Y.; IWASAKI, R. On Dynamic Shear Moduli and Poisson's Ratios of Soil Deposits. Soils and Foundations, Elsevier BV, v. 13, n. 4, p. 61-73, dec 1973. ISSN 00380806.
- OHTA, Y.; GOTO, N. Empirical shear wave velocity equations in terms of characteristic soil indexes. Earthquake Engineering Structural Dynamics, v. 6, n. 2, p. 167-187, 1978. ISSN10969845.
- PARKSEIS@. Park Seismic LLC. 2017
- PEI, D. Modeling and inversion of dispersion curves of surface waves in shal tions. [S.l.: s.n.], 2007. v. 68.
- QUEIROZ, D. S. de et al. Aplicação dos Métodos Sísmicos MASW e Tomo! para a Determinação das Propriedades Mecânicas do Solo - um estudo de cas Caçapava do Sul-RS. p. 1-5, 2016.
- ROCHA, B. P.; GIACHETI, H. L. A determinação do módulo ( $G_0$ ) dos 1 sondagens. Revista Fundações & Obras Geotécnicas, n. January, jan 2016.
- ATHANASOPOULOS, G. A. Empirical correlations  $V_{so}$ -NSPT for soils of Greece: A comparative study of reliability. Proc. of 7th Int. Conf on Soil Dyn. Earthquake Engg, p. 19-25, 1995.
- AU, S. K. A. et al. Effects of subsurface cavity expansion in clays. Géotechnique, v. 57, n. 10, p. 821-830, 2008. ISSN 0016-8505.
- Flavia S. dos Santos, 2022. Método MASW na análise do melhoramento de solos com a técnica CPR Grouting.



Thomas Kim

Figura 1 - Ensaio tomográfico, com imagem para conhecimento de resistência do solo e sua rigidez, antes do melhoramento do solo.

# CONHECENDO OS PARÂMETROS DO SOLO E A UTILIZAÇÃO DE SIMULAÇÃO NUMÉRICA

É importante entender a reação de cada solo e os métodos de quantificação de seu comportamento dinâmico, de modo a se analisar, adequadamente, os modelos numéricos. A curva tensão-deformação mostra a tendência do módulo de cisalhamento

diminuir com a evolução do processo deformativo do solo. Solos que apresentam a chamada elasticidade não-linear, ostentam trecho similar na curva tensão-deformação, durante o carregamento/ descarregamento. O ensaio dinâmico cíclico, realizado com

amostras do solo em laboratório, mostra que desde o primeiro carregamento, observa-se a não proporcionalidade entre tensões e deformações. Durante o descarregamento, do processo compressivo, em uma amostra do solo com módulo inicial elevado, observa-se que

ao promovermos o novo carregamento, há tendência para sua redução, com a evolução do processo deformativo. Ou seja, o módulo não fica constante. A trajetória tensão-deformação apresenta um comportamento bem particular.



## O COMPORTAMENTO NÃO LINEAR E HISTERÉTICO

A elasticidade não linear perfeita, ou seja, não histerética, tem comportamento semelhante ao da elasticidade linear, ou seja, sua relação tensão-deformação manifesta-se ao longo dos ciclos de carregamento e descarregamento, seguindo um percurso pré-estabelecido. Ou seja, no início do descarregamento, o solo apresenta módulo menor, aumentando a medida em que se aproxima do estado de deformação nula. Testes dinâmicos cíclicos não confirmam este comportamento. Após a inversão das tensões, o comportamento do solo, com o descarregamento, apresenta um módulo inicial mais próximo do seu módulo ( $G_0$ ) possuindo, como no estado de carregamento, tendência a diminuir com o processo de deformação (na direção oposta ao do carregamento). A trajetória tensão-deformação, que ocorre com o descarregamento, na amostra do solo não é, portanto, a mesma do carregamento, descrevendo uma volta denominada boca de histerese, conforme a figura acima, caracterizado como comportamento histerético.

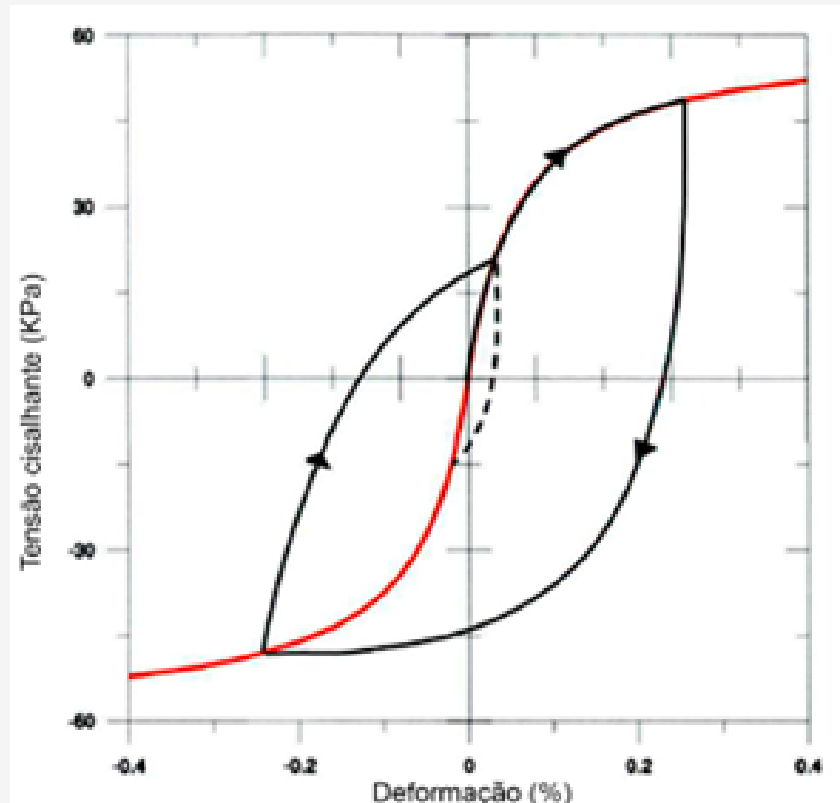


Fig 2 -Esquematização do comportamento histerético.

## REPRESENTAÇÃO DAS RELAÇÕES DE COMPORTAMENTO NÃO LINEAR DO SOLO

Muitos solos apresentam comportamento tensão-deformação não linear, com aspecto semelhante. Criaram-se modelos para descrever, para uma dada função, a relação não linear, ligando tensões e deformações no solo onde, para o caso do modelo histerético, a curva da espinha dorsal. Há diversos modelos desenvolvidos, no entanto só apresentaremos o modelo hiperbólico.

## O MODELO HIPERBÓLICO

Hardim e Drenevich construiu em 1972, um modelo de comportamento do solo baseado em um ensaio de cisalhamento com torção, adotando a expansão hiperbólica, proposta por Kondner (1963) sob a forma de uma relação entre a tensão ( $\tau$ ) e a deformação ( $\gamma$ ) de cisalhamento.

$$\tau = \frac{\gamma}{\frac{1}{G_{\max}} + \frac{\gamma}{\tau_{\max}}}$$

Sendo  $\tau_{\max}$  a tensão de cisalhamento máxima. A figura a seguir, apresenta a relação tensão-deformação do modelo hiperbólico e seus diferentes parâmetros utilizados no Plaxis Logiciel

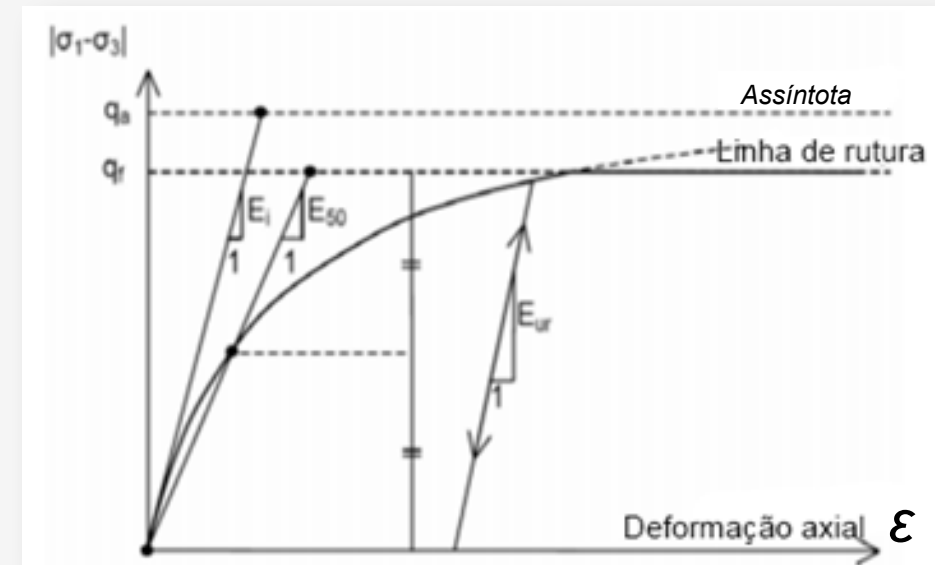


Fig 3 -Curva hiperbólica para a relação tensão-deformação.

Onde  $E_i$  é o módulo de cisalhamento inicial (máximo) do solo

$E_{ur}$  é a rigidez no descarregamento - recarregamento

$E_{50}$  é a rigidez triaxial no carregamento (mais precisamente o módulo secante a 50% da resistência), podendo ser calculado com o módulo edométrico  $E_{edo}$ , utilizando-se a expressão:

$$E_{50} = 1,25 \cdot E_{edo}$$

$$\text{Com } E_{edo} = \frac{E(1-V)}{(1+V)(1-2V)}$$

Onde: E é o módulo de Young inicial (ensaio presiométrico)

V coeficiente de Poisson do solo

## DETERMINAÇÃO DA CURVA DE EVOLUÇÃO DO MÓDULO DE CISALHAMENTO DE UM SOLO EM FUNÇÃO DE SUA DEFORMAÇÃO.

Diversos ensaios realizados no campo, permitem obter o módulo de cisalhamento (G) adotando-se a hipótese do comportamento elástico linear isotrópico. No entanto, nenhum deles permite obter diretamente a curva completa  $G(\epsilon)$ , apenas uma relação entre o módulo de cisalhamento do solo e a deformação da superfície tensionada, como no teste de expansão de cavidades cilíndricas ( $\epsilon$ ). Significa que os módulos de deformação são específicos aos procedimentos de ensaios realizados, ou seja, à faixa de deformação analisada. Por exemplo  $1.10^{-2}$  à  $1.10^{-1}$  para os módulos pressiométricos. A utilização de uma lei de comportamento elástica não linear é, portanto, necessária objetivado-se caracterizar o comportamento do solo entre pequenas e grandes deformações. Neste contexto, a caracterização de um solo, para uma curva de evolução do módulo de cisalhamento, em função de sua deformação (de pequenas e grandes deformações), tem sido objeto de vários estudos e pesquisas. Diversos tipos de ensaios, devem ser realizados para se determinar o módulo de cisalhamento e a curva de evolução, relacionando a diferentes faixas de deformação do solo e de reconstrução a partir dessas medições. O modelo de Fahey e Carter é utilizado

para a determinação da curva de degradação do módulo cisalhante em função da deformação  $G=F(\epsilon)$  dos resultados do pressiômetro. A figura Abaixo, apresenta-se a ideia do modelo hiperbólico sobre os resultados dos ensaios no campo, obtidos pelos valores de (f) e (g) iguais a  $f=82,5$  e  $g=0,69$ .

$$\frac{G}{G_0} = \frac{1}{1+f(\epsilon)g}$$

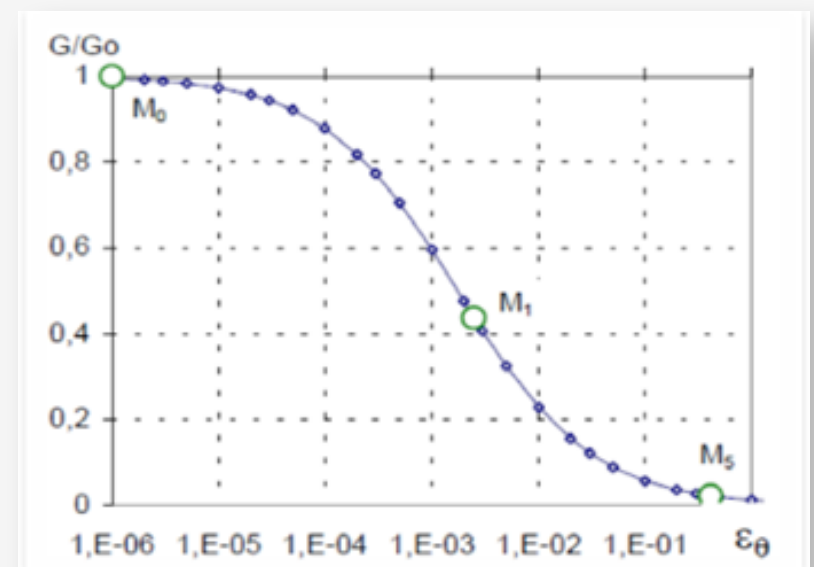


Fig 4 -Modelo hiperbólico com os resultados dos ensaios de campo.



CHEGOU SUA  
VEZ DE TER

VISÃO

MAIS PROFISSIONAL  
DA GEOTECNIA  
DO SOLO MOLE.

**:: NOTÍCIAS EM TEMPO REAL;**

**:: ANÁLISES EM PROFUNDIDADES;**

**:: CONSENSO DE OPINIÕES SOBRE SOLUÇÕES;**

**:: GRÁFICOS E FERRAMENTAS ANALÍTICAS**

Os principais dados e informações, antes disponíveis apenas por especialistas, agora estão abertos pra você também tomar as melhores decisões na hora de projetar e fazer negócios. Em um só lugar, um serviço completo com a chancela da instituição especialista em melhoramento de Solos moles, com quase 50 anos de experiência.



**SSBi** SOFT SOIL  
BRAZILIAN  
INSTITUTE

ACESSE [SOFTSOILBRAZILIANGROUP.COM](https://softsoilbraziliangroup.com) E ESCOLHA  
A EDIÇÃO IDEAL PARA SUA PESQUISA.





## RUTURA E PLASTICIDADE

Para o caso de obras geotécnicas, que utilizam carregamentos bastante significativos, pode-se criar superfícies de rutura no solo de fundação, onde partículas deslizam sobre as outras, como mostrado na figura abaixo, modelando-se pelo comportamento plástico que, portanto, se submete a deformações plásticas. Diversos comportamentos plásticos (consolidação, rutura com tensão) são observados no solo de fundação. O início das superfícies de rutura é feito de acordo com o critério estabelecido pelas propriedades do solo em questão, com as tensões existentes, geralmente assumindo como elástico, linear ou não. O comportamento plástico, pós rutura, é igualmente descrito por equações definidas, dependentes das tensões e das propriedades do solo. O comportamento plástico ideal (relação tensão-deformação) é mostrado na figura inferior. A lei do escoamento pode ser definida diretamente a partir da função limite (critério) de rutura, assumindo-se que o incremento de deformação é normal a superfície de rutura, no espaço das tensões. Esta função de escoamento (deformação) denominada potencial de escoamento é descrita a seguir.

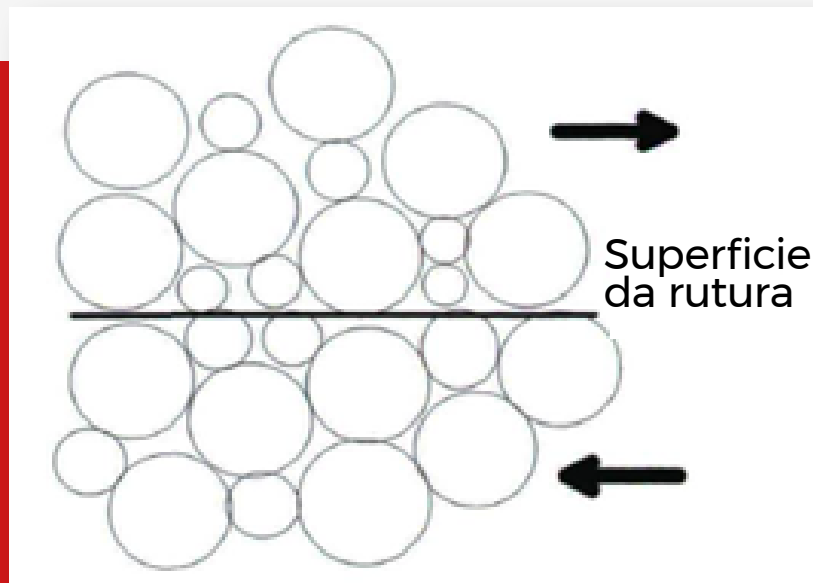


Fig 5 - Esquema da superfície da rutura

Onde  $\dot{\epsilon}$  é a velocidade do escoamento e  $\lambda$  é um parâmetro de magnitude. Para o caso de solos arenosos, o limite de rutura por cisalhamento dependerá do ângulo de atrito interno ( $\phi, \phi$ ), enquanto o escoamento é direcionado pelo ângulo de dilatação ( $\psi$ ). Assim, a função do potencial de escoamento não pode ser mais associada à função limite, podendo-se chamá-la de função não associada  $g(G)$  e a função do escoamento plástico torna-se:

$$f(\sigma) \leq 0$$

$$\dot{\epsilon} = 0 \text{ se } f(\sigma) < 0$$

$$\dot{\epsilon} = \frac{\lambda \delta f(\sigma)}{\delta \sigma} \text{ se } f(\sigma) = 0$$

O escoamento plástico ocorre em um determinado estado de tensões, criando deformações plásticas, provenientes de um trabalho dissipado no interior do solo. É, portanto, uma forma de amortecimento, durante o carregamento dinâmico, que deve ser considerada. Existem diversos critérios de rutura para todos os tipos de solos.

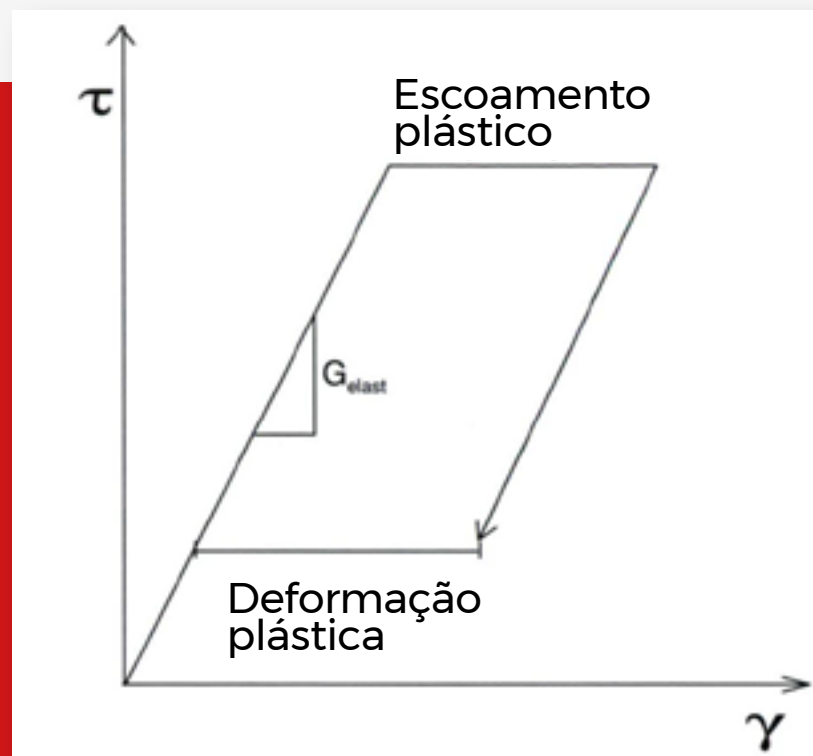


Fig 6 - Comportamento plástico ideal

$$f(\sigma) \leq 0$$

$$\dot{\epsilon} = 0 \text{ se } f(\sigma) < 0$$

$$\dot{\epsilon} = \frac{\lambda \delta g(\sigma)}{\delta \sigma} \text{ se } f(\sigma) = 0$$

O escoamento plástico ocorre em um determinado estado de tensões, criando deformações plásticas, provenientes de um trabalho dissipado no interior do solo. É, portanto, uma forma de amortecimento, durante o carregamento dinâmico, que deve ser considerada. Existem diversos critérios de rutura para todos os tipos de solos.

## ENDURECIMENTO DO SOLO

Trata-se da modificação de suas propriedades, quando sofre deformação plástica, geralmente aplicada a mecânica dos meios contínuos (domínio da mecânica que se interessa pela deformação dos sólidos), mas também aplicado a solos arenosos, que são ambientes discretos (técnica numérica que modela a interação entre partículas individuais e os limites para estimar o comportamento dos sólidos). As propriedades modificadas pelo endurecimento são os ângulos de atrito e de dilatação, a coesão e o índice de vazios, entre outros.

### GERAÇÃO DA POROPRESSÃO E A DEGRADAÇÃO DO MÓDULO.

Naturalmente, o comportamento apresentado até aqui pertence às propriedades dos materiais contínuos. A geração da poropressão em solos com presença de areias, submetidas à solitação dinâmica é, por sua vez, fenômeno devido à sua natureza bifásica, e tendem a densificar devido a sua densidade relativa, com a aptidão à deformação volumétrica plástica com deformação por cisalhamento. Em solos de fundação, com presença de areias siltosas ou argilosas, submetidas a carregamentos, o processo de drenagem não costuma ser suficiente para expelir o excesso de poropressão gerado, permanecendo a água em seus vazios e, conseqüentemente, aumentando a poropressão, o que diminui sua tensão efetiva. Em solos de fundação de barragens de rejeitos e nos solos da Amazônia, (edição SSBR N°5), inicia-se o estado de liquefação, quando a tensão efetiva é anulada pelo nível de poropressão, ou que fique insuficiente para encarar o cisalhamento estático que se manifesta. Nota-se que a abordagem qualitativa deste sério fenômeno, é bastante simples, no entanto, sua quantificação ainda permanece difícil e intocada, principalmente pelo fato de que outras propriedades do solo possam limitar sua tendência de consolidar-se (ou compactar-se). É o caso da dilatação (específica para solos arenosos) do solo, descrita por seu ângulo de dilatação que evidencia o valor da deformação volumétrica plástica, suposta constante durante o processo. O valor nulo corresponde ao volume que preserva a deformação desenvolvida. As argilas (quaisquer que sejam as camadas sobreconsolidadas) caracterizam-se por terem dilatação muito baixa ( $\psi \sim 0$ ). Areias fôfas podem apresentar um ângulo de dilatação negativo. Com o aumento da poropressão (diminuição das tensões efetivas), os módulos do solo mostram tendência de reduzir, o que acrescenta aos elementos considerar os modelos relacionados à poropressão. É interessante observar que as argilas são muito porosas,

quando secas, apresentando permeabilidade considerável e tensões de sucção. Quando está saturada, torna-se impermeável devido a água adsorvida, em sua superfície, e o aumento de seu volume. O modelo de Finn (1977) é o primeiro modelo de comportamento do solo, que inclui a geração do excesso da poropressão. Da mesma forma o trabalho de Martin (1975), que se concentrou na avaliação da deformação volumétrica, durante o carregamento não uniforme, baseando-se na avaliação deste efeito em um solo já deformado. Diversos outros modelos de comportamento representam, parcial ou totalmente, o comportamento do solo sob tensão dinâmica. Utilizou-se os resultados dos ensaios triaxiais, pressiométrico e com tomografia com imagem, de uma obra de melhoramento de solos, em uma duplicação estradal, na região de Navegantes, SC, afim de descrever a evolução do módulo de cisalhamento,  $G$ , em função das deformações ( $\gamma$ ), utilizando-se a fórmula de Fahey e Carter (1993). O procedimento consiste em encontrar os valores de  $f$  e  $g$  que forneçam a melhor calibração com a curva das argilas de Seed e Idriss (1970). As curvas de calibração obtidas, para os valores de  $f=86$  e  $g=0,62$  encontra-se nas figuras abaixo: Para os valores de  $f$  e  $g$ , observa-se que os resultados do solo ensaiados com tomografia, ensaios triaxiais e pressiométricos, para pequenas, médias e grandes deformações, estão próximos das curvas de Seed e Idriss, principalmente para os ensaios com tomografia, (de pequenas deformações). O código de elementos finitos PLAXIS inclui lei de comportamento em diferentes níveis de complexidade, desde a elasticidade linear, até um modelo que torna possível manter em conta a rigidez do solo com muito pequenas deformações, onde poder-se-á citar o modelo HS-Small. O software PLAXIS 3D é utilizado pra obter curvas de degradação do módulo de cisalhamento em função da deformação  $G = f(\gamma)$ , utilizando-se o modelo HS - Small.



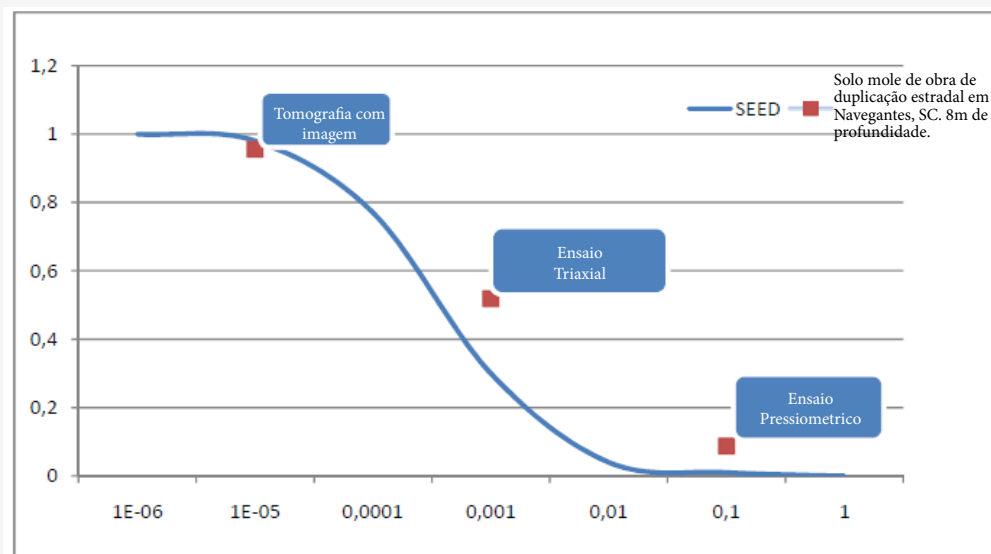


Fig 7 - Curvas de calibração de solo mole de obra de duplicação estradal em Navegantes, SC, de acordo com o Seed e Idriss (1970)

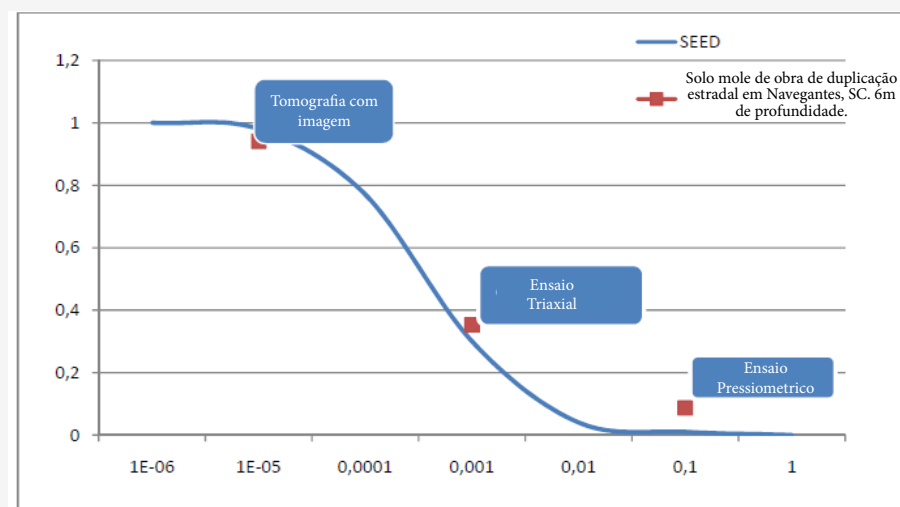


Fig 8 - Curvas de calibração de solo mole de obra de duplicação estradal em Navegantes, SC, de acordo com o Seed e Idriss (1970)



## REFERÊNCIAS

- Thomas Kim é engenheiro geotécnico especializado em melhoramento de solos moles.
- Canépa Y., Despresles D. (1990). Catalogue des essais de chargement de fondations superficielles réalisés sur sites par les LPC 11978-19901. FAER1.17 020. LREP Melun.
- NF P94-261 - Justification des ouvrages géotechniques - Normes d'application nationale de l'Eurocode 7 - Fondations superficielles.
- Reiffsteck P., van de Graaf H., Jacquard C. (2018). Assessment of pile bearing capacity and load-settlement behavior, based on cone loading test (CLT) results. CPT18, 4th Int Symp. on Cone Penetration Testing, Delft.
- Robertson P.K., Cabal. K.L. (2014). Guide to cone penetration testing, Gregg Drilling & Testing, Inc, 6th edition.
- Steinbrenner W. (1934). Tafeln zur Setzungsberechnung, Die Straße, vol. 1, pp. 121-124.
- Teyssier A., Reiffsteck P., Jacquard C., Rispal M. (2020). Détermination de modules de déformation au cours des essais CLT – Application au calcul de tassement des fondations. JNGG2020.
- Teyssier A., Reiffsteck P., Jacquard C., Rispal M. (2021). Evaluation of modulus deformation and drainage condition during Cone Loading Tests. ISC6.
- HANUMANTHARAO, C.; RAMANA, G. V. Dynamic soil properties for microzonation of Delhi, India. Journal of Earth System Science, v. 117, n. SUPPL.2, p. 719-730, 2008. ISSN 02534126.
- HEISEY, J.; Stokoe II, K.; MEYER, A. Moduli of pavement systems from SASW. Transp. Res. Rec., v. 852, p. Washington D.C pg. 22-31, 1982.
- HUSSIEN, M. N.; KARRAY, M. Shear wave velocity as a geotechnical parameter: An over view. Canadian Geotechnical Journal, v. 53, n. 2, p. 252-272, 2016. ISSN 12086010.

**SSBi** SOFT SOIL BRAZILIAN INSTITUTE

O SOFT SOIL BRAZILIAN INSTITUTE ajuda você a entender solos moles

Melhorar solos moles exige conhecimentos geotécnicos práticos e teorias sofisticadas. Cada obra é um caso específico que exige solução diferenciada.

[softsoilbrazilianinstitute.com.br](http://softsoilbrazilianinstitute.com.br)

## PARCEIROS

