

Características de deformabilidade dos solos que interessam à funcionalidade das estruturas

Soil stiffness interesting the serviceability of structures

**António Gomes
Correia***

RESUMO - Neste artigo é feita uma abordagem aos níveis de deformação no terreno representativos do estado em serviço de diferentes estruturas: edifícios, contenções, fundações, túneis, pavimentos e vias férreas. Em seguida, salientam-se os aspectos relevantes no estabelecimento das leis constitutivas dos solos para estes níveis de deformação. Referem-se depois os meios laboratoriais e de campo mais apropriados à obtenção directa, ou por análise inversa, dos parâmetros desses modelos. Por fim propõe-se uma metodologia para uma melhor avaliação das características de deformabilidade dos solos, conjugando a informação dos ensaios de campo com os de laboratório, calibrada com alguns comportamentos de referência.

SYNOPSIS - In this paper an overview about strain levels of soils representative of the serviceability behaviour of different type of structures is made: buildings, retaining walls, foundations, tunnels, pavements and railways. Then, the main features in establishing constitutive models of ground behaviour for these levels of strains are addressed. Laboratory and field tests are discussed in order to obtain the parameters of these models, by direct analysis or by back analysis. Finally a methodology for a better evaluation of soil deformation properties is proposed, conjugating the information of field and laboratory tests, calibrated with some reference behaviours.

* Doutor em Eng^a Civil, Prof.
Catedrático da
Universidade do Minho,
Guimarães,
E-mail: agc@civil.uminho.pt

Palavras-chave – Ensaios de laboratório; Ensaios de campo; Módulos de deformabilidade.

1 - INTRODUÇÃO

Os avanços recentes tratando da caracterização das propriedades dos solos antes de se atingir a resistência máxima são passados em revista, na perspectiva de se dar uma contribuição para a uma melhor previsão das deformações nos terrenos e movimentos das estruturas sobre cargas de serviço. Esses avanços resultaram do consenso estabelecido por volta da década de 70 de que o módulo de "deformabilidade", avaliado pelos métodos experimentais tradicionais, que convencionalmente era considerado linear, estava longe de justificar o comportamento real das obras. As principais razões destas discrepâncias foram identificadas como sendo consequência de:

- as deformações nos terrenos, excluindo os casos particulares dos terrenos compressíveis, como sejam as argilas moles e as areias soltas, serem geralmente inferiores a 5×10^{-3} (0,5%), como mostra a Figura 1. Estes valores estavam completamente fora do alcance dos métodos experimentais tradicionais, quer de laboratório quer de campo;
- os geomateriais exibirem um comportamento fortemente não linear no domínio das deformações que interessam à funcionalidade das estruturas.

Assim, a obtenção dos parâmetros de deformabilidade apropriados para as zonas de deformação representativas do bom comportamento das obras exige sofisticados equipamentos de laboratório e amostras intactas de elevada qualidade. O investimento nestes meios experimentais permite, nomeadamente:

- uma economia no dimensionamento das estruturas, em virtude de uma melhor previsão dos seus movimentos, mais próximos da realidade;
- assegurar uma melhor funcionalidade das estruturas;
- evitar danos nas estruturas adjacentes, através de uma melhor previsão dos movimentos do terreno aquando das escavações.

Esta temática é de muito interesse e de actualidade, sobretudo com a introdução do Eurocódigo 7 em Portugal (prEN 1997-1, 2004), que vai implicar a utilização dos estados limites na verificação da segurança e funcionalidade das obras. Será, por isso, necessário avaliar os valores característicos das propriedades dos materiais, nomeadamente os relativos às características de deformabilidade, com vista ao cálculo da deformação dos terrenos e dos movimentos das estruturas.

Neste contexto é feito neste artigo uma abordagem aos conceitos fenomenológicos dos solos (comportamentos de referência), muito particularmente, desde as muito pequenas deformações (comportamento elástico) às deformações antes de se atingir a resistência

máxima. Esta abordagem é feita na óptica das aplicações à prática da engenharia e não na perspectiva da investigação.

Referem-se depois os meios experimentais para obter essas características de deformabilidade, quer através de ensaios de laboratório, quer de ensaios "in situ", dando-se enfoque a alguns aspectos relevantes da tecnologia de ensaio e interpretação dos resultados. Segue-se uma comparação entre os resultados dos ensaios estáticos, cíclicos e dinâmicos e uma confrontação com os níveis de deformação que interessam cada um deles. O conhecimento destes níveis é indispensável para uma boa utilização dos parâmetros resultantes desses ensaios às obras que interessem os mesmos níveis de deformação. Neste contexto é feito um aprofundamento dos níveis de deformação nos terrenos induzidos pelas estruturas em serviço. Esta informação é da maior relevância tendo em conta o comportamento fortemente não linear dos solos, traduzido pela dependência das características de deformabilidade dos solos dos níveis de deformação. Por fim propõe-se uma metodologia para uma melhor determinação das características de deformabilidade dos solos, conjugando a informação dos ensaios "in situ" com a dos ensaios de laboratório, calibrada com alguns comportamentos de referência.

Pretende-se desta forma relatar conhecimentos e meios experimentais actualmente disponíveis e fáceis de implementar a nível do projecto de obras de engenharia, perspectivando-se, assim, uma melhoria da segurança e durabilidade das mesmas.

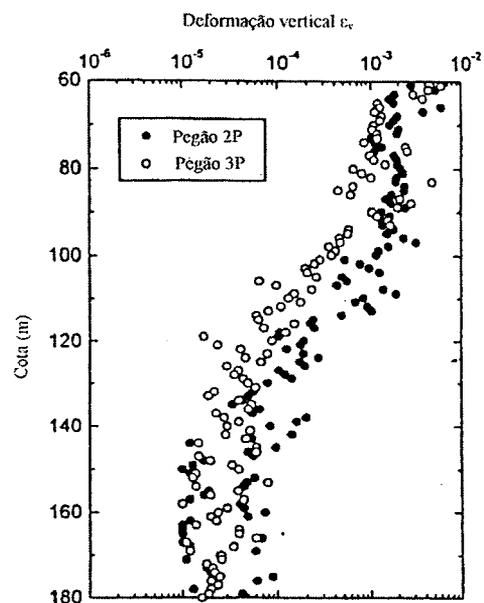


Fig. 1 – Deformações observadas no terreno (cascalho e rocha sedimentar branda) sob os pegões da ponte de Akashi Kailkyo (Takeuchi *et al.*, 1997).

2 - A IMPORTÂNCIA DO TEMA

A engenharia geotécnica tem consagrado uma grande importância à caracterização geotécnica no domínio das deformações antes de se atingir a resistência máxima, bem demonstrada através das conferências realizadas recentemente neste domínio específico (Quadro 1).

As principais contribuições resultantes dessas conferências conduziram a:

- uma melhor capacidade para a previsão dos assentamentos do terreno sobre acção de cargas de serviço;

- uma mudança dos ensaios tradicionais para ensaios mais sofisticados quer de laboratório, quer "in-situ", bem como a dar-se uma maior importância aos ensaios sísmicos;

- uma evolução dos modelos simplificados do comportamento dos geomateriais para modelos mais realistas, incluindo factores relevantes do comportamento;

- uma visão mais integral da relação entre comportamento estático, cíclico e dinâmico, bem como entre ensaios de laboratório e ensaios "in-situ".

Anote-se que estes estudos ganharam relevância a partir da lição proferida por Burland (1989), intitulada "Pequeno é bonito".

Quadro 1 – Conferências recentes sobre o comportamento dos solos antes da rotura

Conferência	Referência
10 th ECSMGE, Florence, 1991	AGI (1991)
IS-Hokkaido'94 Sapporo, 1994	Shibuya et al. (1994, 1995)
Géotechnique: Symposium in print. London, 1997	Jardine et al. (1998)
IS-Torino'99 Torino, 1999	Jamiolkowski et al (1999), (2001)
TC 29-2001	Tatsuoka et al. (2001)
IS-Singapore'99 Singapore, 1999	Tan et al (2002)
Deformation Characteristics of Geomaterials	JGS (2003) Soils and Foundations
IS-Lyon'03 Lyon, 2003	Di Benedetto et al. (2003)

3 - BASE DE REFERÊNCIA DO COMPORTAMENTO DOS SOLS

3.1 - Comportamento de referência

De acordo com os trabalhos de Jardine et al. (1985, 1991, 1992), o comportamento de referência

dos solos pode ser descrito seguindo os aspectos fenomenológicos observados na Figura 2:

- uma acção de corte a partir de O traduz-se por um comportamento elástico linear até atingir a superfície Y_1 , ou seja, até se atingir a deformação ϵ_{y1} (corresponde ao patamar OA da curva de degradação do módulo secante com a deformação). Este valor de deformação situa-se em geral entre 10^{-6} (0,0001%) e 10^{-5} (0,001%).

- continuando a acção de corte até se atingir a superfície Y_2 (deformações entre ϵ_{y2} e ϵ_{y2}) o comportamento é elástico não linear e histerético; há uma diminuição do módulo secante com o aumento da deformação (troço AB na curva de degradação do módulo secante com a deformação); não há desenvolvimento de pressões intersticiais em condições não drenadas sob acção de cargas cíclicas; há aumento de amortecimento. O valor de deformação ϵ_{y2} tende a aumentar com o aumento do índice de plasticidade, podendo atingir valores da ordem de 5×10^{-4} .

- prosseguindo com o corte para deformações superiores a ϵ_{y2} verifica-se uma continuação da diminuição do módulo secante (troço BC na curva de degradação do módulo secante com a deformação) e um aumento das deformações irreversíveis (plásticas) tanto maior quanto mais a acção se aproxima da superfície Y_3 . Há desenvolvimento de pressões intersticiais em condições não drenadas sob acção de cargas cíclicas; há aumento de amortecimento.

- para além da superfície Y_3 , ou seja, prosseguindo a deformação para além de ϵ_{y3} , as deformações irreversíveis ou plásticas passam a ser as dominantes. O valor de ϵ_{y3} , corresponde ao valor de deformação no pico da resistência, que para argilas fortemente sobreconsolidadas é da ordem de 7×10^{-3} (0,7%).

O comportamento não linear com a deformação leva, portanto, à definição de vários módulos de deformabilidade. Assim, ao contrário de outros materiais em que se pode falar apenas do módulo de elasticidade para caracterizar o material, no solo há que especificar o módulo que se pretende, associando-o a um determinado nível de deformação e um determinado nível de tensão.

A Fig. 3 apresenta os vários módulos que é usual usar na mecânica dos solos e que são:

- E_0 (ou E_{max}) - corresponde ao módulo de elasticidade (patamar OA na curva de degradação do módulo secante com a deformação - Fig. 2). É frequentemente referido como módulo secante máximo ou módulo dinâmico. É nos ensaios triaxiais de precisão o módulo na origem. Idêntica definição é atribuída ao módulo de distorção G_0 ou G_{max} . Estes módulos correspondem, portanto, a deformações geralmente inferiores a 10^{-5} .

- E_{sec} - corresponde ao módulo secante associado a um determinado nível de deformação ou de tensão.
- E_{tan} - corresponde ao módulo tangente num determinado ponto (σ, ϵ) .
- E_{eq} - corresponde ao módulo de descarga-recarga, devendo ser associado à amplitude de deformação.

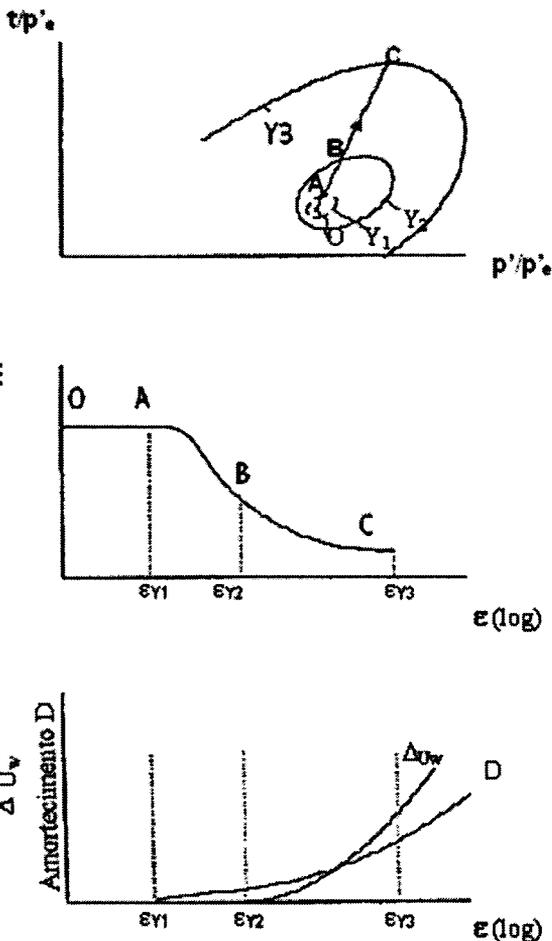


Fig. 2 – Comportamento de referência dos solos (adaptado de Jardine, 1992).

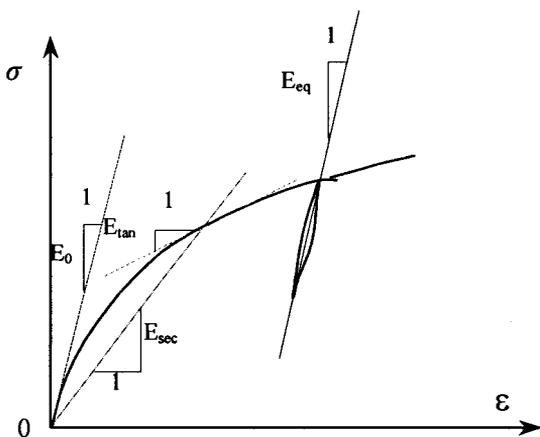


Fig. 3 – Definição de módulos.

3.2 - Elasticidade não linear do tipo Hertz

O comportamento dos solos no domínio elástico pode ser fundamentado na análise ideal de um conjunto de esferas. Assim, o cálculo de Hertz do deslocamento (w) de duas esferas elásticas lineares, caracterizadas por um módulo (E_g) e um coeficiente de Poisson (ν_g), mostra que este não é proporcional à força de contacto em virtude da variação da superfície de contacto das esferas aumentar com o aumento da força. O resultado pode ser traduzido pela expressão seguinte (fig. 4):

$$w^{2/3} = \frac{3}{4\sqrt{R}} \left(\frac{1-\nu_g^2}{E_g} \right) f \tag{1}$$

em que: R é o raio e f a força de contacto.

Para um conjunto de esferas em contacto sob uma pressão exterior isotrópica, σ'_0 , a força de contacto entre as partículas é dada pela expressão seguinte:

$$f = G(e) \cdot R^2 \cdot \sigma'_0 \tag{2}$$

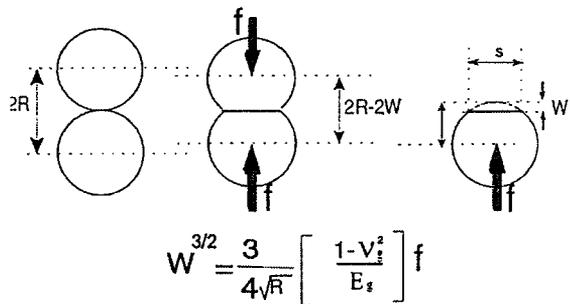


Fig. 4 – Deslocamento entre duas esferas.

Assim, para um conjunto de esferas com um determinado arranjo $G(e)$, o deslocamento resultante será dado pela expressão seguinte:

$$w^{3/4} = \frac{3(1-\nu^2)}{4\sqrt{R} \cdot E_g} G(e) \cdot \sigma'_0 \tag{3}$$

Desta expressão deduz-se então o módulo isotrópico:

$$E_{iso} = \frac{3}{2} \left[\frac{4 E_g}{3(1-\nu_g^2)} \cdot G(e) \right] \sigma'_0 \tag{4}$$

Daqui resulta o módulo de Young ou módulo de elasticidade do meio contínuo:

$$E_0 = E_{iso}(1-2\nu) \tag{5}$$

Substituindo a expressão (4) em (5), tem-se uma expressão da forma das expressões empíricas usadas em mecânica dos solos, que é:

$$E_0 = A' \cdot F(e) \cdot p_a^{1-n} \cdot \sigma_0'^n \quad (6)$$

Convertendo o módulo de Young em módulo de distorção G_0 através de:

$$G_0 = \frac{E_0}{2(1+\nu)} \quad (7)$$

tem-se:

$$G_0 = A \cdot F(e) \cdot p_a^{1-n} \cdot \sigma_0'^n \quad (8)$$

Nesta expressão o parâmetro A está associado à mineralogia e natureza das partículas e o parâmetro F(e) ao arranjo das partículas, traduzindo-se em geral por uma função do índice de vazios.

A primeira expressão relacionando o valor de G_0 com o estado de tensão e a história geológica foi desenvolvida por volta dos anos 60 com base em resultados dinâmicos de campo e de laboratório.

Para condições isotrópicas de confinamento duas relações empíricas foram estabelecidas por Hardin e Richart (1963), tendo a seguinte expressão genérica:

$$G_0 = A \frac{(2,17-e)^2}{1+e} \sqrt{\sigma_0'} \quad (9)$$

Esta expressão foi mais tarde ligeiramente modificada para poder também ser aplicada a argilas (Hardin e Black, 1968, 1969), introduzindo-se um parâmetro ligado à história geológica, ou seja ao grau de sobreconsolidação:

$$G_0 = A \frac{(2,96-e)^2}{1+e} OCR^k \sqrt{\sigma_0'} \quad (10)$$

em que: OCR é o grau de sobreconsolidação para condições de tensão isotrópica e k é uma constante relacionada com o índice de plasticidade do solo.

Para condições isotrópicas de confinamento é possível escrever o módulo de distorção de um conjunto de esferas elásticas em contacto da seguinte forma:

$$G_0 = \frac{1}{2(1+\nu_g)(1-n)C} E_g^{(1-n)} \sigma_0'^n \quad (11)$$

em que a constante C é relativa ao arranjo das partículas e geralmente expressa em termos do índice de vazios. O parâmetro n varia entre 0 e 1. Anote-se que para um meio contínuo tem-se: $C = 1$ e $n = 0$.

Por comparação das expressões 10 e 11, Hardin (1978) propôs a equação seguinte:

$$G_0 = S F(e) OCR^k p_a^{1-n} \sigma_0'^n \quad (12)$$

em que S é uma constante ligada à natureza do material e F(e) é uma função do índice de vazios e p_a , uma pressão de referência, por exemplo igual a pressão atmosférica.

Posteriormente, Hardin e Blandford (1989), para incorporarem as condições anisotrópicas de confinamento propuseram a expressão seguinte:

$$G_0 = S_{ij} \cdot F(e) \cdot OCR^k \cdot p_a^{1-n_i-n_j} \cdot \sigma_i'^{n_i} \cdot \sigma_j'^{n_j} \quad (13)$$

em que: σ_i' e σ_j' são as tensões principais efectivas no plano de corte. Se considerarmos em primeira aproximação que n_i e n_j são iguais e valem $n/2$, então tem-se:

$$G_0 = S_{ij} \cdot F(e) \cdot OCR^k \cdot p_a^{1-n} \cdot \sigma_i'^{n/2} \cdot \sigma_j'^{n/2} \quad (14)$$

Nesta expressão nem todas as variáveis são independentes. Assim, se considerar que (e) e (p') são variáveis independentes, então não há necessidade de considerar a variável OCR. De facto, a um determinado par de valores (p' , e) corresponde uma dada história geológica. Nesta linha de raciocínio Jamiolkowski *et al.* (1995) estabeleceu para seis argilas italianas a função empírica do índice de vazios:

$$F(e) = e^{-x} \quad (15)$$

mostrando, assim, que a influencia de OCR era desprezável, sugerindo então a expressão seguinte:

$$G_0 = A \cdot F(e) \cdot p_a^{1-n} \cdot \sigma_0'^n \quad (16)$$

que é igual à expressão (8).

Uma alternativa a esta expressão é a seguinte:

$$G_0 = S \cdot OCR^k \cdot p_a^{1-n} \cdot \sigma_0'^n \quad (17)$$

Há ainda alguma controvérsia em relação a opção definitiva por uma destas duas expressões (16) e (17).

Ressalta destas expressões que o módulo de elasticidade de um solo, considerado como meio contínuo e isotrópico, depende:

- do material constituinte das partículas;
- do estado de tensão isotrópico σ_0' ;
- da compactidade do material.

A importância na lei de comportamento da natureza das partículas está representada pelo

parâmetro A' (equação 6), se as partículas são elásticas, o que é verdade na maioria dos casos. Biarez et al (1997) mostraram claramente a importância da natureza mineralógica das partículas (sílica, calcário, granito).

No caso das argilas, as partículas constituintes, formadas de sólido e líquido, exibem uma grande deformabilidade. A sua constituição pode ser simplificada traduzida através dos limites de consistência, donde resulta (Figura 5):

$$\frac{E_0}{\sigma_0^n} = f(w_L \text{ ou } I_p) \quad (18)$$

Da Figura 5 conclui-se que o termo relativo à influência da natureza das partículas (A' - equação 6) aumenta com a diminuição de W_L ou I_p . Quanto à potência n , verifica-se que cresce com o aumento de W_L ou I_p . Em termos práticos o valor de n geralmente adoptado é de $\frac{3}{4}$ para ter em conta a natureza deformável das partículas de argila, cuja superfície de contacto pode aumentar e como consequência o valor de n cresce, nomeadamente em relação ao valor adoptado para as areias que é da ordem de 0,5.

Quanto às condições limites do conjunto das partículas é conveniente a seguinte decomposição:

- geometria das partículas - é pouco variável no caso das areias, visto as partículas serem elásticas e pouco deformáveis (excepto para o caso de alguns solos especiais, nomeadamente no caso de areias carbonatadas). Esta geometria desaparece no caso de esferas todas iguais, mas traduzir-se-á muitas vezes sob a forma de D_{60}/D_{10} e da angularidade (Hardin e Richart, 1963). Esta geometria das partículas é muitas vezes simplificada pelo índice de vazios

máximo, e_{max} , e pelo índice de vazios mínimo, e_{min} , (Biarez et al, 1996), vendo-se muito claramente esta diferença entre as areias e os agregados (Figura 6).

Também Gomes Correia et al. (2001), com base em ensaios triaxiais de precisão sobre duas misturas de granulometria extensa dum mesmo agregado de granito britado, mostraram a importância do coeficiente de uniformidade $C_u (=D_{60}/D_{10})$ e do diâmetro máximo (D_{max}). Assim, para o material com o mesmo índice de vazios, e submetido ao mesmo estado de tensão, o módulo elástico do material com $C_u=53$ ($D_{max}=12,5mm$) era superior em duas a três vezes ao encontrado no material com $C_u=28$ ($D_{max}=31,5mm$).

- geometria do arranjo das partículas - é muitas das vezes a única variável num determinado solo. O aspecto isotrópico da geometria é representado pelo índice de vazios sob a forma de $G(e)$ podendo, por vezes, ser simplificada expresso da seguinte forma (Figura 6), (Biarez et al., 1996):

$$\frac{E_0}{\sqrt{\sigma_0}} = \frac{500}{e} \quad (19)$$

Anotese que as condições anteriormente referidas consideram a tensão σ_0 como tensão efectiva isotrópica inicial, ou seja: $\sigma_0 = \sigma_1 = \sigma_3 = p_0$. Contudo, convém clarificar que para situações diferentes da isotrópica é hoje bem aceite que se deve utilizar a tensão normal média efectiva inicial (p_0) nas equações do módulo de distorção (G_0), enquanto que nas equações do módulo de elasticidade E_0 se deve utilizar a tensão efectiva na direcção do carregamento (Gomes Correia et al., 2001).

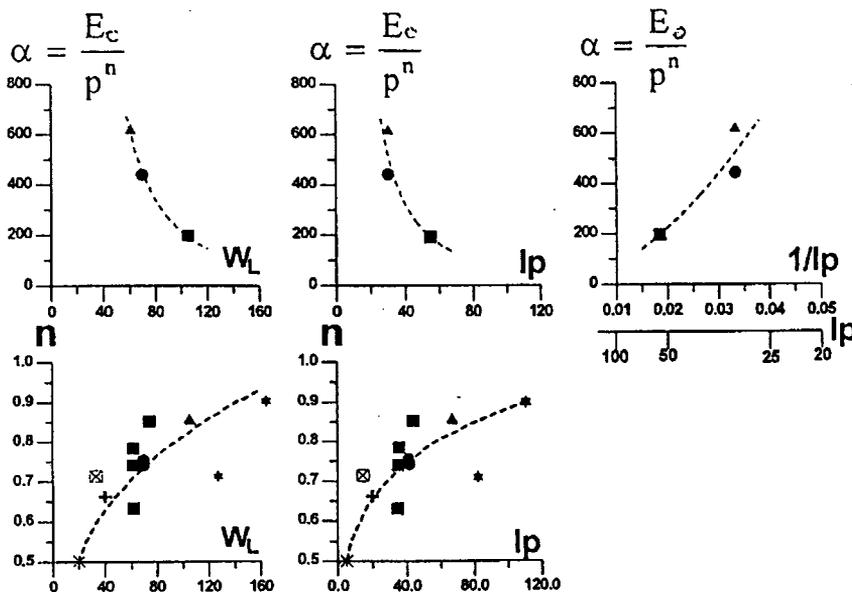


Fig. 5 - Influencia da natureza das partículas (W_L , I_p) no módulo de elasticidade (Biarez et al., 1996).

AREIA Hostun R.f	$D_{60}/D_{10} = 1.8$ $e_{max}=0.99$ $e_{min}=0.66$	△ □ +
AGREGADO "La Noubleau"	$D_{60}/D_{10} = 36$ $e_{max}=0.61$ $e_{min}=0.25$	◆

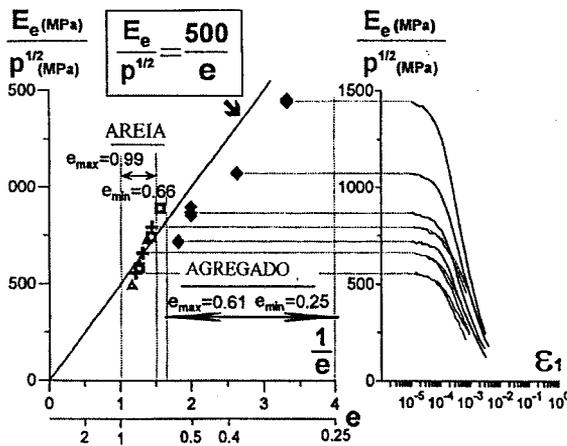


Fig. 6 – Influência da geometria das partículas no módulo de elasticidade dos solos (Biarez *et al.*, 1996).

Um outro aspecto que tem merecido atenção nos últimos anos tem sido a consideração da influência do teor em água de compactação nas características de deformabilidade (Vinale *et al.*, 2001). Uma interpretação mais fundamental dos resultados é feita em termos de tensões efectivas, considerando para o efeito as várias teorias actualmente disponíveis, desde modelos micromecânicos até à tradicional abordagem de Terzaghi. Fleureau *et al.* (2003) apresentam um estudo contemplando estas abordagens para o caso de uma areia siltosa desde a muito pequenas deformações até à rotura.

O aspecto anisotrópico é muito mais desconhecido. A influência da gravidade na sedimentação das partículas pode criar módulos verticais e horizontais diferentes de uma razão unitária para o dobro.

3.3 - Limite elástico

O limite elástico tem o significado atribuído à superfície Y_1 na Figura 2. A realização de ciclos de carregamento segundo uma trajectória partindo da origem no espaço $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ favorece o comportamento elástico anisotrópico sobre essa trajectória; para uma trajectória isotrópica ($\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$) pode obter-se um comportamento elástico até deformações da ordem de 10^{-3} . Pelo contrário, numa trajectória ortogonal, ou numa trajectória de um ensaio triaxial tradicional ($\sigma_2 = \sigma_3$), o limite elástico é da ordem de 10^{-6} a 10^{-5} (depois de uma compressão isotrópica inicial). Este valor cresce até 10^{-4} com a coesão c' , caracterizada pelos limites

de Atterberg das argilas normalmente consolidadas, conforme mostra a Figura 7 estabelecida por Biarez *et al.* (1996).

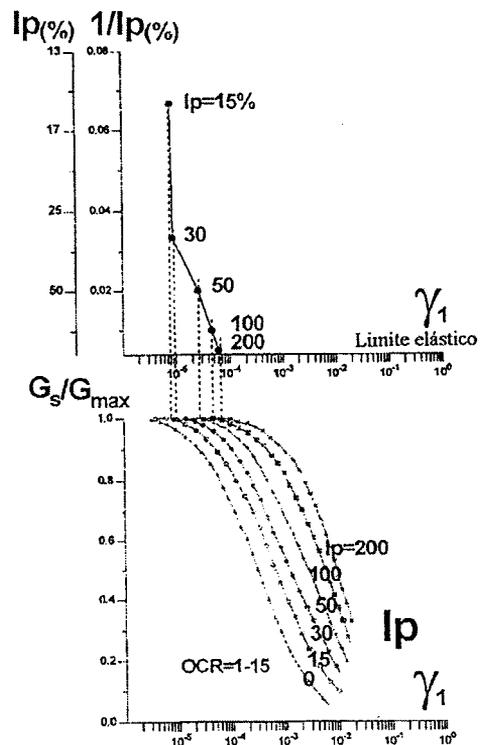


Fig. 7 – Influência da plasticidade no limite elástico dos solos (Biarez *et al.*, 1996).

3.4 - Módulos secantes sobre trajectória triaxial e grandes deformações

O comportamento dos solos é não linear. A Figura 8 ilustra a variação do módulo secante com o nível de deformação, bem como alguns dos factores que afectam esta variação: anisotropia, velocidade de carregamento, número de ciclos, condições de drenagem, idade e perturbação da amostragem.

Tem interesse prático definir-se para um determinado nível de deformação a relação não linear entre o módulo secante e a tensão efectiva, que é do tipo da estabelecida para o módulo elástico:

$$E_{sec} = \alpha \sigma' ^n \tag{20}$$

Para valores de deformações plásticas crescentes (depois de se ter ultrapassado a superfície Y_2 - Figura 2), o valor de α diminui, ao contrário de n que aumenta de 0,5 para 1 para as areias e de 3/4 para 1 para as argilas. Para as deformações da ordem de 10^{-3} , que interessam numerosas obras, o valor de $n = 3/4$ parece ser aceitável para muitos solos (Biarez *et al.*, 1999).

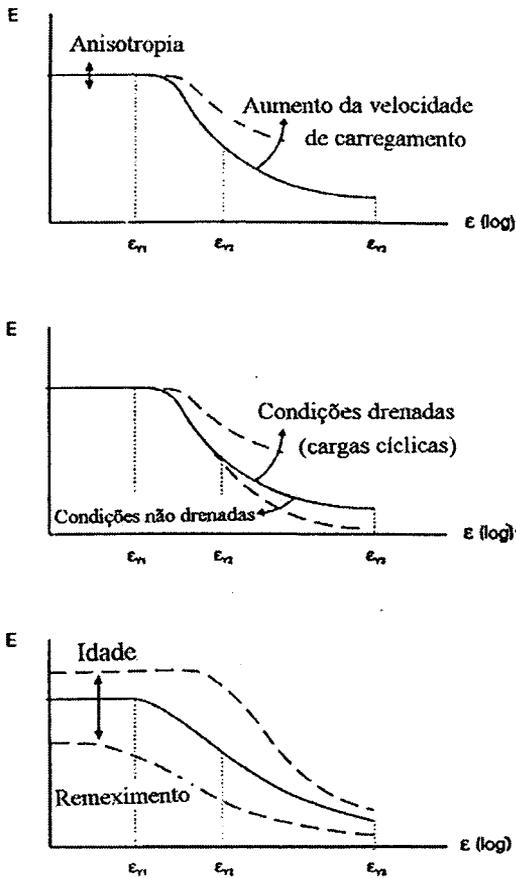


Fig. 8 – Representação esquemática da influência de determinados factores nas curvas de degradação do módulo secante com a deformação.

Uma proposta mais abrangente foi proposta por Santos (1999), Gomes Correia *et al.* (2001) e Santos e Gomes Correia (2003), traduzindo uma curva quase única de degradação do módulo normalizado (G/G_0) com a distorção normalizada (γ^*). Esta distorção é a razão da distorção (γ) com a distorção para a qual a rigidez inicial se reduz a 70% ($\gamma_{0.7}$). De uma forma simplificada esta curva pode ser expressa por uma função hiperbólica, proposta por Gomes Correia *et al.* (2001):

$$G/G_0 = \frac{1}{1 + a \cdot \gamma^*} \quad (21)$$

O valor da constante (a) pode ser considerado igual a 0,385 e a distorção normalizada pode ser estimada em função do índice de plasticidade (Santos e Gomes Correia, 2003) ou da tensão efectiva normal média inicial (Gomes Correia *et al.*, 2001). Com base nesta proposta de normalização são apenas necessários dois parâmetros para a definição do comportamento não linear do solo através do seu módulo secante: (1) o módulo de distorção inicial G_0 que define a rigidez do solo para as muito pequenas distorções; (2) a distorção limite

de referência $\gamma_{0.7}$ que caracteriza o grau de não linearidade para as médias distorções.

Para deformações mais importantes, pode-se recorrer a analogia entre as areias e as argilas através da representação referencial em termos de $\eta'/M(\epsilon_1)$ e $\epsilon_v(\epsilon_1)$, como se mostra na Figura 9 (Biarez *et al.*, 1997).

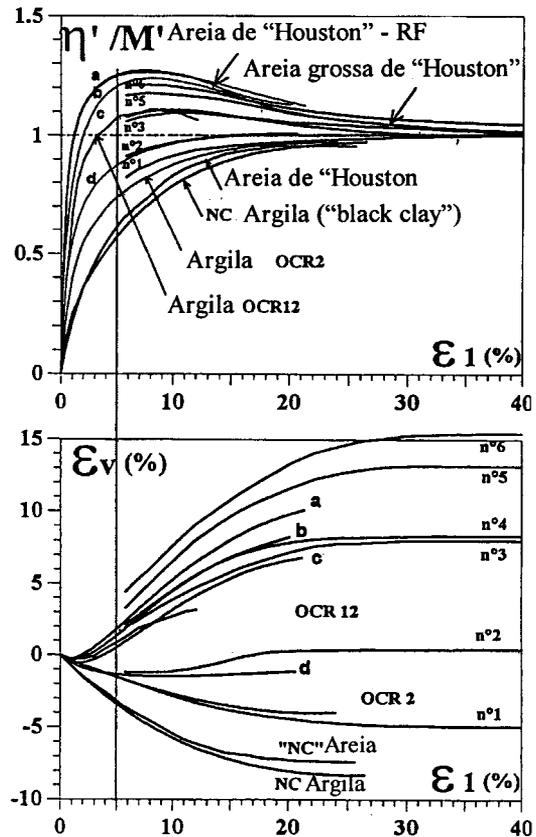


Fig. 9 – Curvas de referência do comportamento drenado de solos sob carregamento triaxial (Biarez *et al.*, 1997).

A simbologia utilizada tem o seguinte significado: $\eta' = q/p'$ e ϵ_v significa a deformação volumétrica. Esta Figura foi estabelecida com base em mais de uma centena de resultados de ensaios triaxiais realizados no âmbito de várias teses de doutoramento sob a orientação do Prof. J. Biarez da Ecole Centrale de Paris. Tratam-se, portanto, de resultados de ensaios criteriosamente analisados, constituindo uma base de dados de referência para a validação de ensaios triaxiais drenados sobre areias e argilas remexidas ensaiadas em laboratório. Assim, segundo estas curvas de referência, a uma curva experimental no diagrama $\epsilon_v(\epsilon_1)$ corresponderá uma única curva no diagrama $\eta'/M(\epsilon_1)$, independentemente de se tratar de uma areia ou de uma argila remexida (vejam-se, as curvas da areia "NC" e da argila NC – Figura 9).

4 - AVANÇOS RECENTES NOS ENSAIOS DE LABORATÓRIO

4.1 - Ensaio triaxiais

Os equipamentos triaxiais clássicos, utilizando medições no exterior das câmaras triaxiais, permitem apenas obter valores fiáveis de deformações axiais superiores a 10^{-2} . Esta precisão é ainda menor para as deformações radiais, visto estas serem obtidas a partir das medições de variações de volume, que incorporam várias imprecisões ligadas, por um lado, à calibração da câmara e por outro às hipóteses relacionadas com a geometria do provete durante o ensaio.

Para obviar a estes problemas, desde os anos 60 que se começaram a utilizar comparadores mecânicos na medição directa sobre o provete de ensaio, quer das deformações axiais, quer das deformações radiais (Folque, 1961; Biarez, 1962). Nesta última medição é de realçar os designados anéis de "Bishop" (Bishop e Henkel, 1957), que ainda hoje se utilizam. Os resultados dos ensaios utilizando este tipo de medições locais permitiram pôr em evidência a elasticidade não linear do tipo Hertz e a anisotropia proveniente do modo de fabricação dos provetes e da história de deformações irreversíveis (Biarez, 1962).

Posteriormente, a partir dos anos 70 vários destes sistemas de medida foram melhorados recorrendo à utilização de transdutores eléctricos, geralmente do tipo miniatura, que possibilitaram a sua fixação directamente nos provetes, podendo-se assim obter medições de deformações da ordem de 10^{-6} (0,0001 %). Os ensaios triaxiais incorporando esta tecnologia de medição serão designados de triaxiais de precisão. A Figura 10, extraída de Gomes Correia (1985), mostra a comparação dos resultados obtidos pela técnica utilizada no triaxial tradicional e pela técnica da medição directa no provete (triaxial de precisão) de uma areia. Estes resultados evidenciam claramente que os ensaios triaxiais tradicionais não permitem obter valores fiáveis de deformação inferiores a cerca de 10^{-2} (1 %).

Entre as técnicas de medição directa citam-se como exemplo as desenvolvidas por Brown *et al.* (1980); Jardine *et al.* (1984); Gomes Correia (1985, 1987); Goto *et al.* (1991). A Figura 11 é um exemplo de uma das técnicas de medida recentemente posta operacional no Laboratório de Geotecnia da Universidade do Minho.

A nível laboratorial houve de facto um avanço efectivo traduzido sobretudo na vertente da precisão de medição das deformações para valores da ordem de 10^{-6} (0,001%) e na vertente da automatização dos ensaios, quer através da automatização do comando de ensaio, quer dos sistemas de aquisição de dados.

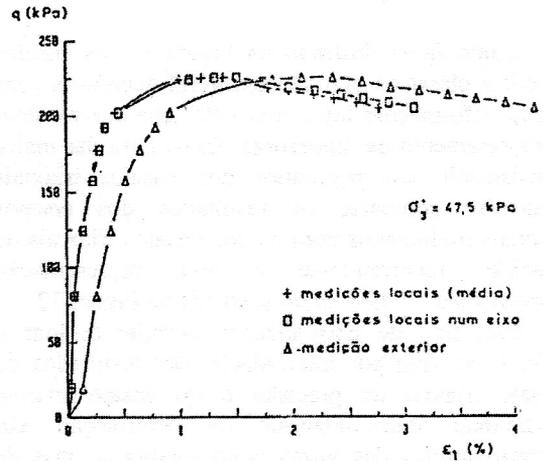


Fig. 10 - Comparação das medições das deformações no triaxial "tradicional" e no triaxial de precisão (Gomes Correia, 1985).

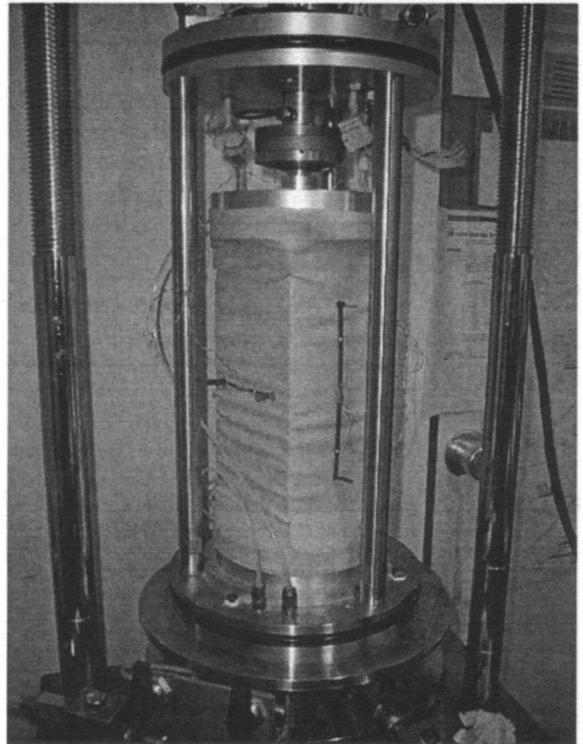


Fig. 11 - Provette de solo com medição directa das deformações verticais e horizontais com recurso a LDT's

Estes avanços, permitiram portanto a medição das propriedades elásticas dos solos ($\epsilon < 10^{-5}$) através de ensaios estáticos (monotónicos) ao contrário do que era tradicional onde essas medições eram feitas com recurso a ensaios cíclicos e/ou dinâmicos. Parece, portanto, pertinente fazer-se uma comparação das vantagens e inconvenientes entre estas diferentes técnicas, o que será relatado em 4.3.

4.2 - Paliativos para os ensaios triaxiais clássicos

Como ficou ilustrado na Figura 10, os ensaios triaxiais clássicos não são em geral aceitáveis para medir deformações inferiores a 10^{-2} que interessam o comportamento de numerosas obras. Para dar maior consistência aos resultados dos ensaios triaxiais podem-se comparar os resultados dos ensaios triaxiais tradicionais com os dos ensaios triaxiais de precisão recorrendo-se a uma representação normalizada, do tipo da apresentada na Figura 12.

Este tipo de normalização permite estimar o módulo secante por interpolação dos resultados do ensaio triaxial de precisão e do ensaio triaxial tradicional, num intervalo de deformação não coberto muitas das vezes pelas medições, mas de relevância prática, visto corresponder aos níveis de deformação que interessa o comportamento dos terrenos de muitas obras em serviço. Acresce o facto que neste intervalo de deformação a variação nas escalas do diagrama é praticamente linear.

4.3 - Ensaios dinâmicos e cíclicos

O termo dinâmico, significa que a aplicação da acção é rápida e que portanto as forças de massa do provete ou do sistema provete-equipamento não podem ser desprezadas na interpretação dos resultados. Assim, os ensaios dinâmicos serão, por exemplo, os ensaios sísmicos e os ensaios em coluna ressonante.

No que respeita aos ensaios sísmicos estes apresentam as vantagens seguintes:

- precisão na determinação do módulo de elasticidade e no amortecimento;
- capacidade de investigar a anisotropia utilizando diferentes direcções de propagação das ondas sísmicas (Belloti *et al.*, 1996).
- avaliar a saturação dos solos através das ondas p.

Um deste tipo de ensaios sísmico é o que recorre a "bender element" (BE), que tem vindo a ser aplicado no ensaio triaxial e em edómetros.

No que se refere aos ensaios com coluna ressonante estes permitem obter o módulo de distorção e o amortecimento do solo para níveis de deformação entre 10^{-6} (0,0001%) e 5×10^{-3} (0,5%). Como inconveniente tem o facto de a medição ser feita para um número de ciclos, em geral desconhecido, e da velocidade de distorção ser diferente na gama de medição das distorções, podendo afectar significativamente o valor do amortecimento (Gomes Correia, 1999; Shibuya *et al.*, 1995 b). Na realidade a velocidade da distorção cresce de cerca de 3 vezes quando se atinge as distorções mais elevadas.

A principal vantagem deste equipamento está em permitir uma medição precisa do módulo de distorção na gama das pequenas distorções, e portanto obter correctamente o valor de G_0 .

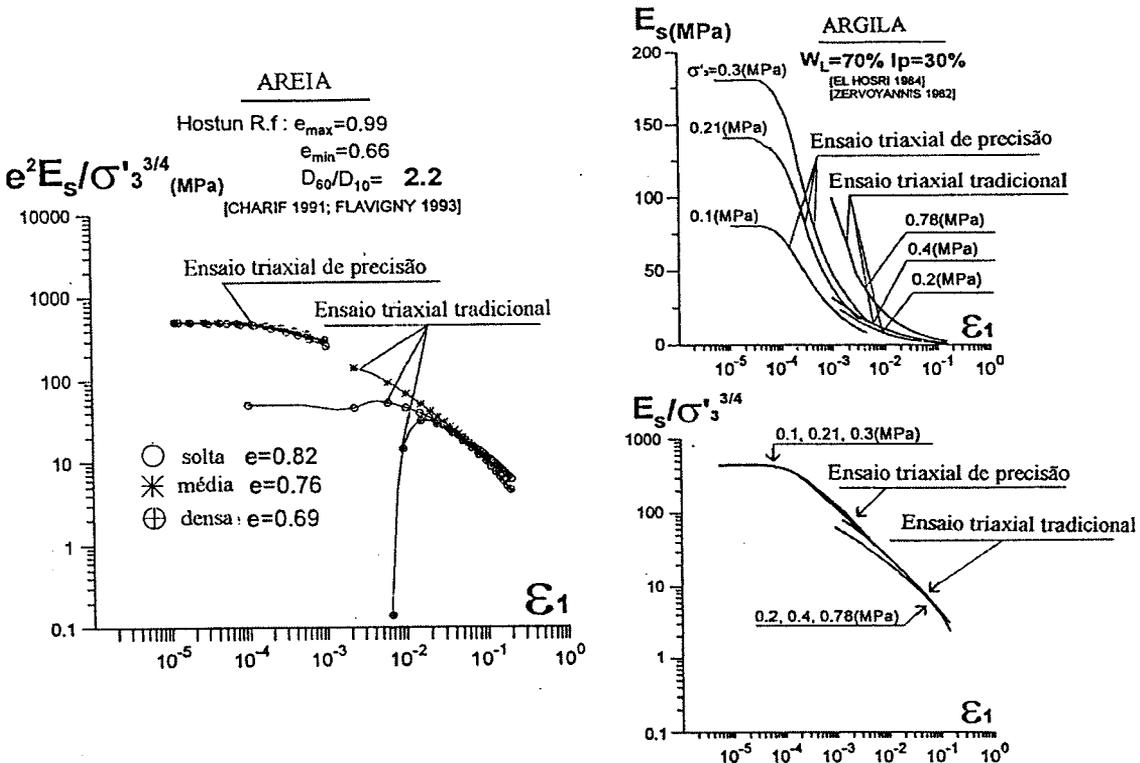


Fig. 12 – Normalização dos resultados dos ensaios triaxiais para areias e argilas.

Quanto aos ensaios cíclicos, estes são realizados geralmente com carregamentos sinusoidais e a frequência constante. Nos ensaios a distorção controlada ($\pm \gamma_{SA}$) o nível de distorção varia de acordo com a expressão seguinte:

$$\gamma = \gamma_{SA} \cdot \sin(2\pi f \cdot t) \quad (22)$$

e conseqüentemente o incremento instantâneo da distorção é dada por:

$$\dot{\gamma} = \gamma_{SA} \cdot (2\pi f) \cdot \cos(2\pi f \cdot t) \quad (23)$$

Expressões idênticas podem ser formuladas para os ensaios realizados em termos de tensões. Fica, assim, claro que o incremento de deformação varia durante o ciclo desde um valor máximo ($(2\pi f)\gamma_{SA}$) até zero, ocorrendo este último no ponto de inversão do carregamento. Tal facto, provoca fenómenos de fluência durante o ensaio, conduzindo a uma sobreavaliação do amortecimento.

No entanto, os ensaios cíclicos serão indispensáveis quando estiverem envolvidos fenómenos deste tipo, caso por exemplo dos carregamentos sobre os pavimentos, onde a acção do número de ciclos é determinante no comportamento.

Embora se possa considerar que o ensaio triaxial seja o ensaio mais utilizado mundialmente na análise das características mecânicas dos solos em laboratório, ele enferma da impossibilidade de fazer variar a direcção de σ'_1 durante o ensaio. Por esta razão vários equipamentos de corte por torção foram desenvolvidos, com acoplamentos de medições precisas das tensões de corte e de deformação (Hight *et al.*, 1983; Tatsuoka e Shibuya, 1992; Ampadu e Tatsuoka, 1993; Lo Presti *et al.*, 1993; Kim e Stoke, 1994; Di Benedetto *et al.*, 1997).

5 - AVANÇOS RECENTES NOS ENSAIOS "IN SITU"

5.1 - Classificação dos ensaios

Os ensaios de campo são, sobretudo preferidos quando há grandes dificuldades na amostragem. Estes ensaios podem ser classificados em três categorias:

Categoria A: Ensaios geofísicos, permitindo obter as propriedades do solo no domínio das muito pequenas deformações (domínio elástico)

Categoria B: Ensaios possíveis de interpretar por uma teoria, permitindo, por exemplo, obter um módulo de deformabilidade médio, associado ao nível de tensão correspondente à profundidade de ensaio, e ao nível de deformação inerente à acção aplicada. Permitem igualmente obter uma relação tensão-deformação (leis constitutivas).

Categoria C: Ensaios que fornecem propriedades índice, que são transformados em parâmetros de dimensionamento através de relações empíricas.

5.2 – Ensaios da “categoria A”

Os ensaios da categoria A contemplam a medição da velocidade de propagação de ondas "in situ". Estes tipo de ensaios (ensaios sísmicos) induzem muito pequenas deformações no terreno, permitindo, portanto, obter o módulo de elasticidade "in situ". Este método tornou-se inicialmente popular na dinâmica dos solos, e tem vindo a ter um grande desenvolvimento na aplicação a problemas dinâmicos ou elásticos.

Nos métodos de propagação de ondas nos solos, apenas são induzidas muito pequenas deformações. Assim, se os depósitos forem homogêneos, as velocidades das ondas de corte polarizadas horizontalmente e propagando-se verticalmente ($(V_s)_{vh}$ (obtidas pelos métodos de descida ou subida no furo ("down" ou "up hole"))) devem ser as mesmas da propagação horizontal de ondas de corte polarizadas verticalmente ($(V_s)_{hv}$ (como as que se obtêm no método entre furos ("cross-hole))). Estes resultados têm sido confirmados por vários investigadores (Bellotti *et al.*, 1996).

Contudo ensaios "in situ" em formações heterogêneas quer arenosas, quer argilosas (Sully e Campenella, 1995), mostram valores de velocidades ($(V_s)_{vh}$ e $(V_s)_{hv}$ completamente diferentes.

Uma possibilidade é de que em depósitos constituídos por camadas alternadas de solos rijos e moles, a velocidade $(V_s)_{hv}$ traduz muito mais a contribuição da camada mais rija que a velocidade $(V_s)_{vh}$, que representa a média na espessura dos estratos interessados na medição. Por esta razão o método "cross-hole" pode sobrestimar a rigidez de uma camada fina de solo mole, particularmente quando o afastamento entre furos é grande.

Além disso, a anisotropia do material pode conduzir a valores de velocidade $(V_s)_{hh}$ muito diferentes dos valores $(V_s)_{vh}$ e $(V_s)_{hv}$ (Ng *et al.*, 1995; Jamiolkowski e Manassero, 1995). Esta constatação tem sido evidenciada por vários trabalhos em laboratório, citando-se como exemplo o de Stoke *et al.* (1995).

No entanto, "in situ", a separação da contribuição da estratigrafia e da anisotropia é difícil. Em solos residuais, em Itália, $(V_s)_{hh}$ é na maioria dos casos ligeiramente superior a $(V_s)_{vh}$ (Jamiolkowski *et al.* 1995). No entanto, nas argilas sobreconsolidadas de Londres e em depósitos muito antigos, onde a sobreconsolidação é muito importante, $(V_s)_{hh}$ é superior a $(V_s)_{vh}$, possivelmente resultante de $\sigma'_h \gg \sigma'_v$ (Butcher e Powell, 1995).

Muito recentemente surgiu um ensaio de grande potencial e competitivo com os ensaios de

laboratório. Trata-se do ensaio de impulso de torção (“torsional Cylindrical Impulse Shear Test - TCIST), que permite a medição do módulo de distorção e do amortecimento a níveis de distorção variando entre 10^{-6} (0,001%) e $2,5 \times 10^{-2}$ (2,5%). É, portanto, uma técnica de ensaio “in situ” competitiva com os ensaios de laboratório que permite obter a curva de degradação do módulo “in situ” G/G_{\max} vs. γ , bem como do amortecimento (Henke e Henke, 1999).

É igualmente possível obter dos ensaios sísmicos “in situ” a relação entre o G_{\max} e a tensão efectiva, como por exemplo através dos ensaios utilizando a análise espectral das ondas de superfície (SASW) num furo de sondagem (Kalinski, 1999). De facto, observa nestes ensaios desenvolvimentos significativos nos métodos de processamento e interpretação dos sinais, nomeadamente nos ensaios SASW (Lai e Rix, 1999).

5.3 - Ensaios da “categoria B”

5.3.1 Ensaio com Pressiómetro

O pressiómetro é um dos ensaios possível de ser interpretado por uma teoria. Dessa interpretação pode obter-se um módulo tangente que é bastante menor que o módulo de elasticidade, em virtude do nível de deformação a que o ensaio é conduzido. É por essa razão que este módulo é utilizado em expressões empíricas que permitem corrigir as condições de ensaio para a aplicação ao dimensionamento de fundações (Gambin, 1995).

Uma interpretação mais fundamental baseia-se nas análises teóricas relativas à expansão e contracção de cavidades cilíndricas. Neste contexto, uma análise não linear através de modelos adequados permite, por retroanálise, a obtenção de parâmetros de leis constitutivas dos solos ensaiados (Clarke, 1997; Houlsby e Schnaid, 1994). Por exemplo, a utilização de uma lei do tipo elástica não linear plástica perfeita permite reproduzir, com recurso ao método dos elementos finitos, a resposta do terreno sob as condições de carregamento do ensaio com pressiómetro (Biarez *et al.*, 1998; Gambin *et al.*, 2002).

No caso de comportamento não drenado, é possível fazer uma interpretação mais simples, de base analítica permitindo exprimir o módulo de deformabilidade em função da deformação (Jardine *et al.*, 1985).

Os resultados dos ensaios correntes com pressiómetro Ménard interessam deformações da ordem de 10^{-2} (Figura 13), pelo que será necessário completar esta informação através de ensaios sísmicos “in situ”, ou ensaios de precisão em laboratório, para poder interpolar o comportamento do solo para outras gamas de deformação mais representativas da realidade do comportamento das obras (Biarez *et al.*, 1998). Um estudo mais recente

sobre uma areia siltosa (solo residual do granito) corrobora este nível de deformação, mesmo no caso de ciclos de descarga-recarga (Gambin *et al.*, 2002).

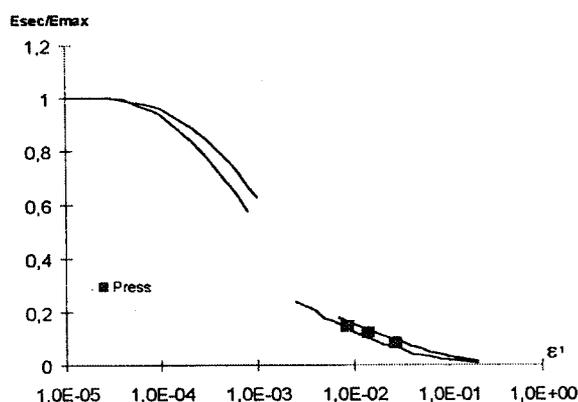


Fig. 13 – Níveis de deformação associados ao ensaio com pressiómetro Ménard (Biarez *et al.*, 1998).

5.3.2 Ensaios de carga com placa

É corrente nos ensaios de placa (rígida) obter uma parte inicial de curva de carregamento (força-deslocamento) defeituosa devido em geral ao mau contacto de toda a superfície da placa com o terreno e/ou à presença de uma camada superficial do terreno perturbada pela escavação.

A curva do ensaio apresenta muitas vezes a forma de um S, revelando também a influência da dependência da rigidez do nível de tensão.

De facto, a rigidez vertical no terreno traduz o módulo secante associado à deformação do terreno sob a placa.

O ensaio de placa pode fornecer diferentes tipos de módulos de acordo com o procedimento de ensaio e com o modo de interpretação. Gambin *et al.* (2002) mostraram que os módulos secantes de descarga-recarga do ensaio de placa realizado de acordo com procedimento normalizado (LCPC, 1973) estão associados a um nível de deformação da ordem de 10^{-3} (0,1%). Contudo, quando se utiliza um outro procedimento de ensaio, também normalizado, (ASTM, 1993), o nível de deformação é inferior, oscilando entre 10^{-4} (0,01%) e 6×10^{-3} (0,6%). Obviamente que a estes diferentes níveis de deformação correspondem distintos valores dos módulos como se pode observar na Figura 14, adaptada de Gambin *et al.* (2002). Esta Figura integra resultados dos ensaios de placa, bem como de pressiómetro realizados sobre o mesmo solo, para além de simulações numéricas desses ensaios e do ensaio triaxial para diferentes trajectórias de tensões a diferentes profundidades, representadas em termos relativos em relação ao diâmetro da placa (P/D).

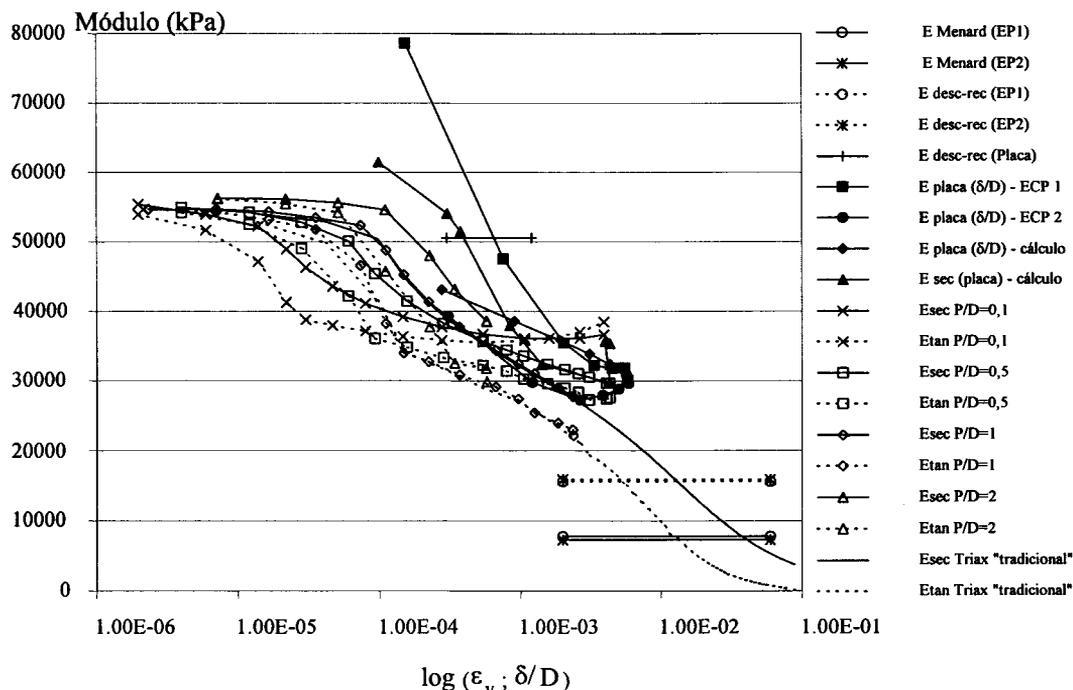


Fig. 14 – Módulos obtidos para diferentes ensaios e técnicas de realização e interpretação, incluindo simulações numéricas (Gambin *et al.*, 2002)

Uma outra abordagem prática do ensaio de placa é trabalhar com um coeficiente de reacção equivalente depois de corrigir os efeitos de escala através da expressão seguinte:

$$k_v = (k_v)_{placa} \cdot \left(\frac{D}{D_{placa}} \right)^n \quad (24)$$

onde k_v é o coeficiente de reacção do protótipo com diâmetro D . Um valor corrente de $n=3/4$ é frequentemente utilizado. Anote-se que um pequeno erro no valor de n conduz a um erro grande na avaliação do coeficiente de reacção equivalente.

Para estimar os assentamentos de um edifício fundado em argila, Wong *et al.* (1996) utilizou a rigidez obtida durante a descarga-recarga depois de dois ciclos de carregamento. Este processo permite, corrigir eventualmente o problema do contacto da placa com o terreno e também trabalhar a um nível de deformação baixo, da ordem de 10^{-3} (0,1%).

Uma interpretação mais fundamental dos resultados de placa requer a medição das deformações no terreno em profundidade e o recurso a uma análise não linear.

5.4 – Ensaio da “categoria C”

Os ensaios que não são susceptíveis de ser interpretados por uma teoria integram-se dentro desta categoria. Consequentemente, os resultados destes ensaios fornecem valores índices (por

exemplo, o número de pancadas do ensaio SPT, ou a resistência de ponta do ensaio CPT) que devem ser correlacionados empiricamente ou semi-empiricamente com módulos associados a determinados níveis de deformação obtidos dos ensaios da categoria A ou B. As propostas mais recentes referem-se a correlações com parâmetros de referência, como seja o G_0 (Lo Presti *et al.*, 2001).

6 - CORRELAÇÃO ENTRE RESULTADOS DE ENSAIOS "IN SITU" E DE ENSAIOS EM LABORATÓRIO

É hoje aceite que o módulo de elasticidade (E_0) ou de distorção (G_0) ($\epsilon < 10^{-5}$) em formações homogêneas, quer seja obtido através de ensaios de laboratório (estáticos, dinâmicos ou de propagação de ondas) realizados com amostras intactas de elevada qualidade, quer seja obtido através de ensaios de campo (método sísmico) é praticamente igual. Este resultado é suportado por várias investigações feitas em:

- a) areias (Bellotti *et al.*, 1996)
- b) cascalhos (Yasuda *et al.*, 1996)
- c) argilas rijas (Hight e Jardine, 1993; Tatsuoka e Kohata, 1995)
- d) argilas moles (Hight and Higgins, 1995; Shibuya *et al.*, 1995)
- e) rochas sedimentares e solos tratados com cimento (Tatsuoka e Shibuya, 1992; Tatsuoka *et al.*, 1995).

A experiência italiana mostra claramente que os valores de G_0 de ensaios com coluna ressonante

(RC) e com "Bender Elements" (BE) são geralmente similares aos valores de campo G_{of} obtidos com o "cross-hole" (CH) e com o "down hole", particularmente para os solos argilosos (Figura 15). Nestes solos a relação G_0 / G_{of} varia entre 0,67 e 0,98, apresentando valores menores para o caso de solos arenosos, provavelmente devido à menor qualidade da amostragem nestes solos.

Idêntico estudo foi feito analisando os resultados de ensaios realizados sobre as formações do vale de Volvi, na Grécia (Gomes Correia *et al.*, 1997). Os resultados apresentados no Quadro 2 mostram a mesma tendência referida anteriormente.

7 - IMPORTÂNCIA DOS NIVEIS DE DEFORMAÇÃO E DA NÃO LINEARIDADE NA PREVISÃO DO COMPORTAMENTO DOS TERRENOS E DAS ESTRUTURAS.

A importância da consideração da não linearidade do comportamento dos solos na previsão

da deformabilidade dos terrenos e dos movimentos das estruturas sobre cargas de serviço tem vindo a ser demonstrada para um número significativo de casos de estudo.

Jardine *et al.* (1991) demonstrou que o recurso ao método de elementos finitos considerando leis de comportamento não lineares, permite a obtenção de boas previsões em vários casos de estudo envolvendo carregamentos e descargas em depósitos do mar do Norte, na argila de Londres e noutros solos naturais.

No que se refere a fundações superficiais sobre rochas brandas sedimentares para as pontes de Akashi Kaikyo e Rainbow, as previsões dos assentamentos obtidas a partir de módulos obtidos com ensaios sísmicos foram boas, em virtude destes módulos terem sido corrigidos para ter em conta o nível de tensão e de deformação (Takeuchi *et al.*, 1997). Esta mesma conclusão é suportada para

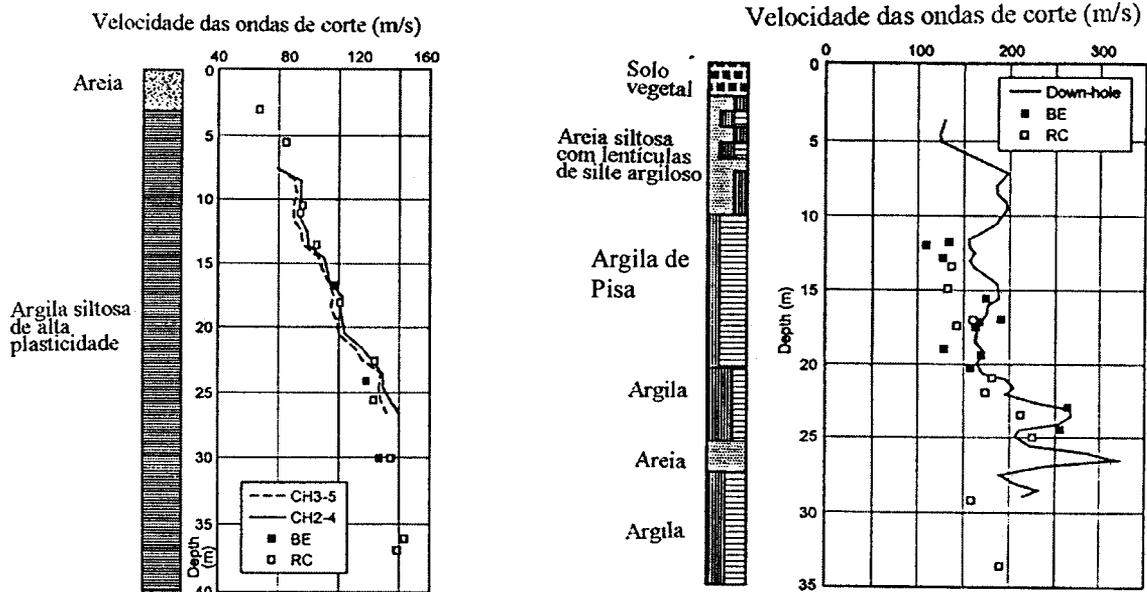


Fig. 15 – Comparação do módulo de elasticidade medido por várias técnicas (Jamiolkowski *et al.* 1995)

Quadro 2 – Comparação de valores do módulo G_0 obtido por diferentes técnicas de ensaio e amostragem (Gomes Correia *et al.*, 1997)

Amostra	Tipo de amostra	σ_0 (kPa)	Classif.	IP (%)	e	Tipo de Prospecção	G_0 (Mpa)		G_{0CR}/G_{of}
							Coluna ressonante G_{0CR}	Métodos clássicos G_{of}	
Volvi-1	intacta	247	CL-ML	5	0,41	DH	218	304	0,72
Volvi-2	intacta	82	CL-ML	5	0,41	DH	148	270	0,55
Volvi-4	intacta	283	ML	3,4	0,87	DH	158	214	0,74
Volvi-5/9	remexida	15	SM	NP	0,52	CH	26	40	0,65
Volvi-10	intacta	485	CL	20	0,78	CH	202	192	1,05
Volvi-11	intacta	369	CL	12	0,56	DH	172	285	0,60
Volvi-12	intacta	166	CL	20	1,07	DH	81	125	0,65
Volvi-13	intacta	61	CL-ML	7,7	0,58	CH	60	65	0,92

imensos casos de edifícios situados sobre solos relativamente rijos não cimentados no Japão (Tatsuoka e Shibuya, 1992).

Contudo, o comportamento das fundações de uma grande ponte suspensa no Japão construída sobre formações de granitos alterados, mostra que as descontinuidades do maciço, bem como as perturbações causadas pelas escavações podem ter uma grande influência nos assentamentos, tendo-se neste caso obtido uma sub-estimação dos seus valores (comunicação apresentada por Tatsuoka na 14ª ICSMFE - Hamburg, 1997).

Acresce ainda salientar que no caso de escavações em solos rijos há também que considerar a perturbação causada no material pelo alívio de tensões, para além dos efeitos não lineares de tensão e da deformação. É neste caso muito importante para a previsão dos movimentos laterais estimar correctamente o estado da tensão horizontal inicial.

Em termos práticos poder-se-á considerar que para as cargas de serviço as deformações no terreno se situam entre 10^{-2} a 10^{-3} no caso de fundações (Biarez *et al.*, 1999; Jardine e Potts, 1998), (Figuras 16 e 17); entre 10^{-2} a 10^{-4} para túneis (Al Hafez, 1997; Almeida e Sousa, 2001) e entre 10^{-3} a 10^{-5}

para os solos sob os pavimentos e vias férreas (Antunes e Gomes Correia, 1997; Gomes Correia e Biarez, 1999), (Figura 18).

O conhecimento de tais níveis de deformação julga-se de grande interesse prático, pois permite a partir do valor do módulo de elasticidade (G_0 ou G_{max}) obtido dos ensaios sísmicos atribuir um factor de redução, eventualmente estimado, em primeira aproximação, a partir das curvas de degradação típicas bem estabelecidas na bibliografia e referidas neste artigo. Em muitos casos práticos uma redução de 50% no valor do módulo elástico poderá ser uma aproximação aceitável, desde de que corroborada com um bom julgamento de engenharia.

A gama das deformações interessando a maior parte das estruturas mostra bem da impossibilidade das características de deformabilidade dos solos poderem ser determinadas através dos ensaios triaxiais tradicionais. Além disso, deve ter-se muita atenção na utilização dos correlações para obtenção dos valores estimados a partir dos ensaios "in situ". O termo unicamente de módulo de deformabilidade é ambíguo e deve no caso dos solos ser associado a um determinado nível de tensão e deformação.

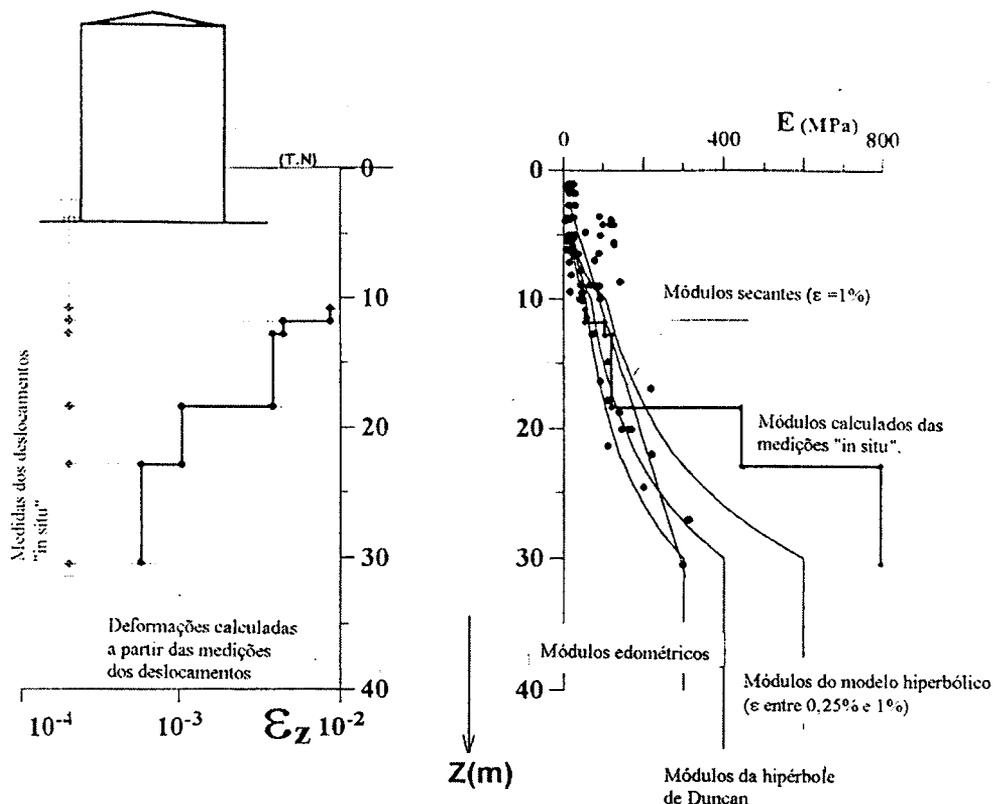


Fig. 16 – Níveis de deformação sob a fundação de uma central nuclear. Comparação de vários módulos com os valores medidos (Biarez *et al.*, 1996).

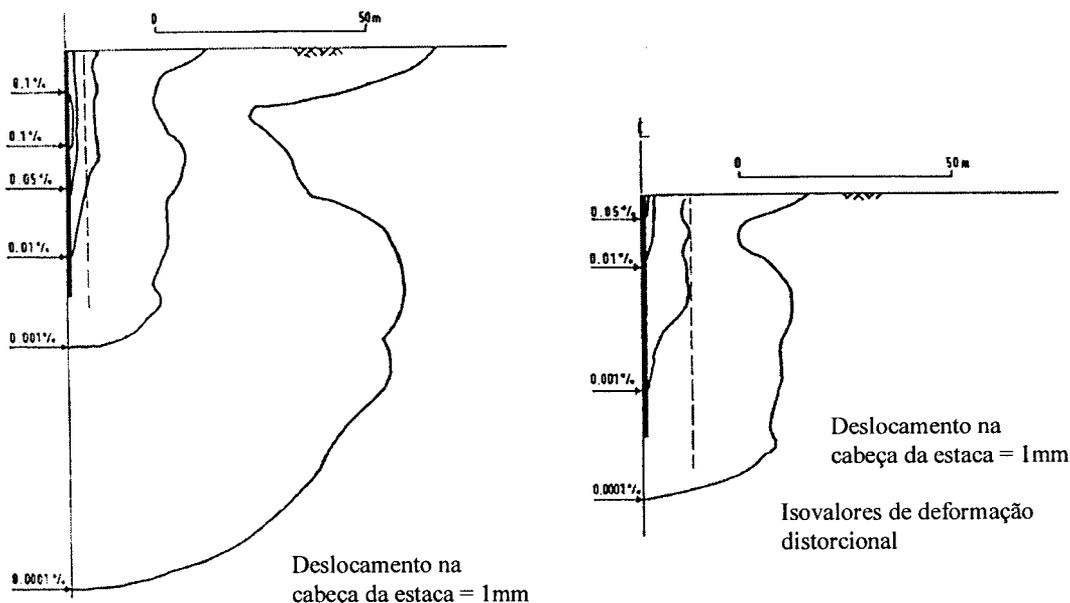


Fig. 17 – Níveis de deformação junto a uma estaca sob tracção (Jardine e Potts, 1988).

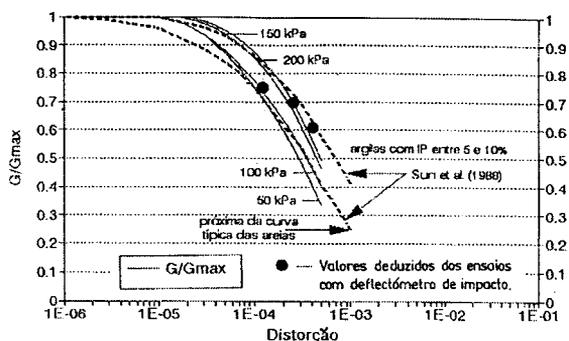


Fig. 18 – Níveis de deformação num solo sob um pavimento de aeroporto (Antunes e Gomes Correia, 1997)

8 – CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

Os solos revelam-se muito mais rijos para pequenas deformações, e menos lineares na resposta nas obras de engenharia em relação ao observado com os meios tradicionais de ensaio. Além disso, as medições feitas no triaxial de precisão (a pequenas deformações) permitiram relacioná-las com os resultados obtidos em coluna ressonante e com os ensaios sísmicos de campo e de laboratório, contrariamente ao que parecia anteriormente resultados incompatíveis.

É muito importante especificar o nível de deformação relevante em relação ao módulo obtido nos ensaios de campo. Neste sentido poder-se-á agrupar os ensaios de campo em três grupos:

Grupo 1 – Medições no campo da velocidade de propagação de ondas para avaliar o módulo de elasticidade ou de distorção (E_0, G_0).

Grupo 2 - Ensaios com pressiómetro e ensaios de carga com placa para avaliar um módulo secante a um nível de deformação intermédio (10^{-2} a 10^{-3}).

Grupo 3 - Ensaios índice para avaliar empírica ou semi-empíricamente o módulo secante correspondente ao nível de deformação desejado, dependendo portanto da correlação estabelecida.

O conhecimento do módulo elástico (E_0, G_0) obtido dos ensaios “in situ” em conjunto com a curva de degradação do módulo obtida em laboratório constituem dados de grande interesse prático. É opinião do autor que conhecendo a curva de degradação obtida em laboratório $G/G_0(\gamma)$ ou de $E/E_0(\epsilon_1)$ se poderá obter o módulo secante “in situ” multiplicando o valor G/G_0 associado a um determinado nível de deformação pelo valor de G_0 obtido “in situ” ($G_0(f)$); idem no caso de E . Tal procedimento pressupõe que a curva de degradação de laboratório e de campo têm a mesma forma, o que é corroborado por outros autores (Goto *et al.*, 1992). Contudo, Ishihara (1996) com base em resultados de laboratório realizados sobre diferentes tipos de amostragem propôs um factor de correcção a ser aplicado à curva de laboratório (Figura 19):

$$G_{sec}(f) = C_r \frac{G_{sec}(l)}{G_0(l)} G_0(f) \tag{25}$$

Esta correcção julga-se pertinente para o caso de materiais granulares, em particular dos cascalhos, opinião corroborada também por Jamiołkowski *et al.* (2001).

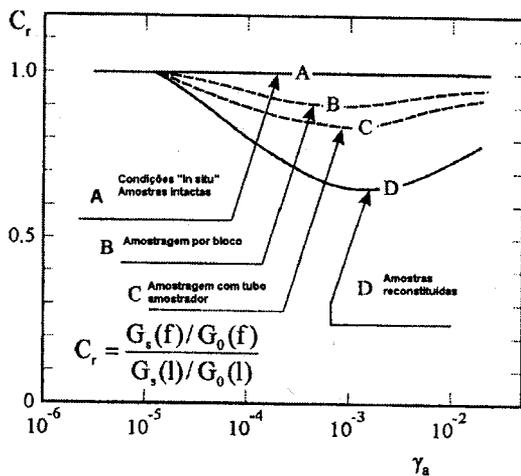


Fig. 19 – Influência da perturbação da amostra na degradação do módulo secante com a deformação (Ishihara, 1996)

Em termos de conclusão poder-se-á afirmar que o conhecimento fenomenológico dos solos, conjuntamente com a utilização de meios experimentais apropriados, permitem actualmente um significativo melhoramento na previsão dos movimentos do terreno em obras de engenharia. De facto, a incorporação nos modelos elastoplásticos clássicos da não linearidade e da influência do nível de tensão efectiva na rigidez dos solos conduziu a um melhoramento nas previsões do comportamento de uma grande variedade de solos e obras de engenharia. Este resultado está bem documentado num trabalho de Higgins e Jardine (1998) envolvendo a comparação dos valores das medições de deslocamentos com os valores da modelação em cerca de 20 casos de estudo. Contudo, a previsão poderá ser menos rigorosa na ausência de informação sobre outros aspectos relevantes do comportamento dos solos como: o efeito da velocidade de deformação, a anisotropia, as variações das condições hídricas e as tensões horizontais iniciais. Além disso, a simplificação de um problema tridimensional complexo numa análise 2D poderá igualmente induzir em previsões desajustadas.

9 - REFERÊNCIAS

- Al Hafez, T. (1997) *Propriétés géotechniques des terrains du tunnel sous la Manche. Interprétation des mesures de déformations du revêtement avec calculs comparatifs*. Th. Ecole Centrale Paris.
- Almeida e Sousa, J.; Marques, F.; Lemos, L.L. (2001) *Túnel de término da Estação Alameda II. Análise do comportamento*. Revista Portuguesa de Geotecnia, SPG, Nº 93, 5-32.
- Ampadu, S. K. e Tatsuoka, F. (1993a) *A hollow cylinder torsional simple shear apparatus capable of a wide range of shear strain measurement*. Geotechnical Testing Journal, GTJODJ, Vol. 16, Nº 1, pp: 3-17.
- Antunes, M. L. e Gomes Correia, A. (1997) *Variação sazonal do módulo de deformabilidade in situ da fundação de pavimentos*. 6º Congresso Nacional de Geotecnia, Vol. 2/3, Sociedade Portuguesa de Geotecnia, Lisboa, pp: 765- 774.
- Associazione Geotecnica Italia: AGI (1991), (1992) *Deformation of soils and displacements of structures*. Proc. X ECSMFE, Firenze, Balkema, Rotterdam. Vol. I to IV.
- ASTM (1993) *Standard test method for repetitive static plate tests of soils and flexible pavements components, for use in evaluation and design of airport and highway pavements*. Annual Book of ASTM Standards, D 1195-93, American Society for Testing and Materials, West Conshohocken, Pennsylvania.
- Bellotti, R.; Jamiolkowski, M.; Lo Presti, D. C. F. e O'Neill, D. A. (1996) *Anisotropy of small strain stiffness in Ticino sand*. Géotechnique, 46-1, 115-131.
- Biarez, J., Salm, R.; Taibi, S.; Gomes Correia, A.; Liu, H. e Richane, B. (1997) *Analogy between the mechanical behaviour of sands and remoulded clays*. Proceedings of the XIV International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Hamburg.
- Biarez, J. (1962) *Contribution à l'étude des propriétés mécaniques des sables et des matériaux pulvérulents*. Th. École Centrale Paris.
- Biarez, J. (1963) *Anisotropie mécanique et géométrie des milieux pulvérulents*. 4th Int. Com. on Rheology. Providence, Brown Univ. pp.223-248.
- Biarez, J., Taibi, S.; Salm, R.; Richane, B.; Gomes Correia, A. (1996) *Analogy entre sables, argiles. Seminário sobre Aplicação dos Ensaios "in situ" no Dimensionamento das Fundações*. IST/CEGEO/FUNDEC, Lisboa, 28 a 30 de Agosto.
- Biarez, J.; Bougriou, Z.; Fayad, T.; Hammoud, I.; Liu, H. e Gomes Correia, A. (1999). *Les modules de 10⁻⁵ to 10⁻¹ pour les sols remaniés et non remaniés, pour les fondations des voies ferrées et routes*. Xth ECSMGE – Geotechnical Engineering for Transportation Infrastructure, Vol 3, pp. 1737-1742. The Netherlands.
- Biarez, J.; Gambin, M.; Gomes Correia, A.; Flavigny, E.; Branque, D. (1998) *Using pressuremeter to obtain parameters to elastic-plastic models for sands*. International Conference on Site Characterization (ISC'98). Atlanta, Georgia, USA.
- Bishop, A. W. e Henkel, D. J. (1957) *The measurement of soil properties in the triaxial test*, London.
- Brown, S. F.; Austin, G. e Overay, R. F. (1980) *An instrumented triaxial cell for cyclic loading of clays*. Geotechnical Testing Journal. Vol. 3 nº 4 pp 145-152.

- Burland, J. B. (1989) *Ninth Laurits Bjerrum Memorial Lecture: Small is beautiful – the stiffness of soils at small strains*. Canadian Geotechnical Journal 26-4, 499-516.
- Butcher, A. P. e Powell, J. M. (1995) *Practical considerations for field geophysical techniques used to assess ground stiffness*, ASIP, 701-714.
- Clarke, B. G. (1997) *Pressuremeter testing in ground investigation. Part II – interpretation*. Geotechnical Engineering, Proc. Institution of Civil Engineers, January, 42- 52. Thomas Telford, London.
- Di Benedetto, H.; Cazacliu, B.; Boutin, C.; Doanh, T. e Touret, J.P. (1997) *Comportement des sables avec rotation d'axes: nouvel appareil couvrant quatre décades de déformation*, Proc. 14th ICSMFE, Hamburg.
- Di Benedetto, H.; Doanh, T.; Geoffroy, H. e Sauzéat, C. (2003) *Deformation characteristics of geomaterials*. Third International Symposium on Deformation Characteristics of Geomaterials, Balkema, Rotterdam, Vols 1 e 2.
- Fleureau, J. M.; Hadiwardoyo, S. e Gomes Correia, A. (2003) *Generalised effective stress analysis of strength and small strains behavior of a silty sand, from dry to saturated state*. Soil and Foundation, Japanese Geotechnical Society, vol. 43, n° 4, pp. 21-33.
- Folque, J. B. (1961) *Reologia de solos não saturados*. Memória n° 176, Laboratório Nacional de Engenharia Civil.
- Gambin, M. (1995) *Reasons for the success of Menard Pressuremeter*, Proc. of Fourth Int. Sym. on Pressuremeter, Sherbrooke, Canada.
- Gambin, M. ; Gomes Correia, A. e Antão, A. (2002) *Validité de la mesure du module dans le domaine des petites aux moyennes deformations par essais in-situ*. PARM, Presses ENPC, Paris, 49-59.
- Gomes Correia, A. (1985) *Contribution a l'étude mecanique des sols soumis a des chargements cycliques*. Th. École National des Ponts et Chaussées. Paris.
- Gomes Correia, A. (1987) *Contribuição para o estudo da deformabilidade de solos sob acção de cargas cíclicas*. Tese LNEC.
- Gomes Correia, A. (1999) *Dynamic characterization of soils. Loading frequency effects*. XI Panamerican Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Vol. 4, pp. 187-192. Foz de Iguassu, Brasil (separata).
- Gomes Correia, A.; Barros, J. M.; Santos, J. A. e Sussumu, N. (2001) *An approach to predict shear modulus of soils in the range of 10^{-6} to 10^{-2} strain levels*. Fourth Int. Conf. on Recent Advances In Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, paper no. 1.22, San Diego, California, USA.
- Gomes Correia, A.; Biarez, J. (1999) *Stiffness Properties of Materials to Use in Pavement and Rail Track Design*. XIIth European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering – Geotechnical Engineering for Transportation Infrastructure, Vol. 2, pp. 1245-1250. The Netherlands.
- Gomes Correia, A.; Oliveira, C. S.; Gomes, R. C. (1997) *Análise e caracterização geotécnica do comportamento sísmico do vale de Volvi*. Rel. CEGEO/97/02, IST.
- Gomes Correia, A.; Anh Dan, L. Q.; Shinoda, M.; Tatsuoka, F.; e Koseki, J. (2001). *Young's and shear moduli under different isotropic and anisotropic stress conditions of granular materials*. Pre-failure Deformation Characteristics of Geomaterials, Tatsuoka *et al.* (eds.), Balkema. pp.209-215.
- Goto, S.; Tatsuoka, F.; Shibuya, S.; Kim, Y. S. e Sato, T. (1991) *A simple gauge for local small strain measurements in the laboratory*. Soils and Foundations: 31-1; 169-180.
- Hardin, B. O. (1978) *The nature of stress-strain behaviour for soils. State-of-the-art report*. Proc. Spec. Conf. on Earthquake Engineering and Soil Dynamics. Pasadena, California.
- Hardin, B. O. e Black, W. L. (1968) *Vibration modulus of normally consolidated clay*. J. Soil Mechanics e Foundation Division. ASCE, 94; N° SM2, pp: 353-369.
- Hardin, B. O. e Black, W. L. (1969) *Closure to vibration modulus of normally consolidated clay*. J. Soil Mechanics and Foundation Division. ASCE, 95; N° SM6, pp: 1531-1537.
- Hardin, B. O. e Blandford, G. E. (1989) *Elasticity of particulate materials*. JGE Div. ASCE, Vol. 115, N° 6.
- Hardin, B. O. e Richart, F. E. (1963) *Elastic wave velocities in granular soils*. J. Soil Mechanics and Foundation Division. ASCE, 89; N° SML, pp. 31-36.
- Henke, W.K. e Henke, R. (1999) *Impulse shear testing of stiff residual soil deposit*. Prefailure Deformation Properties of Geomaterials. Jamiolkowski *et al.* Eds., Balkema, Rotterdam, Vol.1, pp. 403-410.
- Higgins, K. G.; Jardine, R. J. (1998) *Experience of the use of non-linear prefailure constitutive soil models*. Prefailure behaviour of geomaterials. Thomas Telford, London, pp. 409-412.
- Hight, D. W. e Higgins, K. G. (1995) *An approach to the prediction of ground movements in engineering practice: Background and application*. IS Hokkaido, '94, 2, pp. 909-945.
- Hight, D. W. e Jardine, R. L. (1993) *Small strain stiffness and strength characteristics of hard London Tertiary clays*. Geotech. Proc. Int. Conf. on Eng. of Hard Soils and Soft Rocks

- (Agnostopoulos *et al.*, eds), Athens, Balkema, 1, pp. 533-552.
- Hight, D. W.; Gens, A. e Symes, M. J. (1983) *The development of a new hollow cylinder apparatus for investigating the effects of principal stress rotation in soils*, Géotechnique 33-4, pp. 355-384.
- Houlsby, G. T. e Schnaid, F. (1994) *Interpretation of shear moduli from cone pressuremeter tests in sand*. Géotechnique, 44 – 1, pp. 147-164.
- Ishihara, K. (1996) *Soil behaviour in earthquake geotechnics*. Editor Clarendon Press, Oxford.
- Jamiolkowski, M. e Manassero (1995) *Closing address*, ASIP, pp. 929-951.
- Jamiolkowski, M.; Lancellotta, R. e Lo Presti, D. C. F. (1995) *Remarks on the stiffness at small strains of six Italian clays*, IS Hokkaido '94, 2, pp. 817-836.
- Jamiolkowski, M.; Lancellotta, R. e Lo Presti, D. C. F. (1999, 2001). *Pre-failure deformation characteristics of geomaterials*. Balkema, Rotterdam, Vol. 1 e 2.
- Jardine *et al.* Eds. (1998) *Pre-failure deformation behaviour of geomaterials*. Proc. of Géotechnique TC-29 London Symposium in Print, Thomas Telford, London.
- Jardine, R. J.; St. John, H. D.; Hight, D. W. e Potts, D. M. (1991) *Some practical applications of a non-linear ground model*. Proc. 10th ECSMFE, Firenze, vol. 1, pp. 223-228.
- Jardine, R.J. (1985) *Investigations of pile-soil behaviour with special reference to the foundations of offshore structures*, PhD thesis, Univ. of London.
- Jardine, R. J. (1992) *Some observations on the kinematic nature of soil stiffness*. Soils and Foundations 32-2, pp. 111-124.
- Jardine, R. J.; Fourie, A. B.; Maswoswe, J. e Burland, J. B. (1985) *Field and laboratory measurements of soil stiffness*, Proc. 11th ICSMFE, San Francisco, 2, pp. 511-514.
- Jardine, R. Y.; Simes, M. Y. e Burland, J. B. (1984) *The measurement of soil stiffness in triaxial apparatus*. Géotechnique 34, n° 3.
- JGS-S e F (2003) *Special issue on deformation characteristics of geomaterials*. Soils and Foundations, 43-4.
- Kalinski, M. E.; Stokoe, II, K. H.; Young, Y. L. e Roesset, J. M. (1999) *In situ Log G_{max} – Log s' relationship using a borehole SASW tool*. *Prefailure Deformation Properties of Geomaterials*. Jamiolkowski *et al.* Eds., Balkema, Rotterdam, Vol.1, 371-378.
- Kim, Y. S. e Stokoe, K. H. T. (1994) *Torsional motion monitoring system for small-strain soil testing*. GTJ. 17-1, pp. 17-26.
- Lai, C. G. e Rix, G. J. (1999) *Inversion of multi-mode effective dispersion curves*. *Prefailure Deformation Properties of Geomaterials*. Jamiolkowski *et al.* Eds., Balkema, Rotterdam, Vol.1, pp. 411-418.
- LCPC (1973) *Essai à la plaque. Mode opératoire CT-2*. Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Paris.
- Lo Presti, D.C.F.; Pallara, O.; Lancellotta, R.; Armandi, M. e Maniscalco, R. (1993) *Monotonic and cyclic loading behaviour of two sands at small strains*, GTJ, 6-4, pp. 409-424.
- Lo Presti, D. C. F. ; Shibuya, S. e Rix, G. J. (2001) *Innovation in soil testing*. Pre-failure deformation characteristics of geomaterials. Balkema, Rotterdam, Vol. 2, pp. 1027-1076.
- Ng, C.; Bolton, M. e Dasari, G. (1995) *The small strain stiffness of carbonate stiff clay*. Soils and Foundations 35-4, pp. 109-114.
- prNE 1997-1 (2004) *Eurocode 7 geotechnical design. Part 1. General rules*. CEN standard.
- Santos, J. e Gomes Correia, A. (2003) *Distorção limite de referência. Sua utilidade para o estabelecimento de uma curva única de degradação do módulo de distorção do solo*. Revista de Geotecnia, SPG.
- Santos, J. A. (1999) *Caracterização de solos através de ensaios dinâmicos e cíclicos de torção. Aplicação ao estudo do comportamento de estacas sob ações horizontais estáticas e dinâmicas*. Tese Doutorado, IST.
- Santos, J. A. e Gomes Correia, A. (2001) *Reference threshold shear strain of soil. Its application to obtain an unique strain-dependent shear modulus curve for soil*. 15th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Istanbul, Turkey.
- Shibuya S.; Mitachi, T. e Muira, S. Eds. (1994, 1995). *Pre-failure deformation of geomaterials*. Proc. of TC-29 IS Hokkaido. Balkema, Rotterdam, Vol. 1 e 2.
- Shibuya, S., Mitachi, T., Fukuda, F. e Degoshi, T. (1995) *Strain rate effects on shear modulus and damping of normally consolidated clay. Importance of measuring local strains in cyclic triaxial tests on granular materials*, GTJ 18-3, pp. 365-375.
- Stokoe, K. H. II; Hwang, S. K. e Lee, J. N. K. (1995) *Effect of various parameters on the stiffness and damping of soils at small strains*, IS Hokkaido '94, 2, pp. 785-816.
- Sully, J. P. e Campanella, R. G. (1995) *Evaluation of in situ anisotropy from cross-hole and down-hole shear wave velocity measurements*. Géotechnique 45-2, pp. 267-282.
- Takeuchi, T.; Tanaka, T.; Yamamoto, S. e Inoue, A. (1997) *Akashi-Kaikyo Bridge a case history, Tsuchi-to-kiso*, Jour. of JGS 45-9.
- Tan *et al.* Eds. (2002) *Characterisation and engineering properties of natural soils*. Proc. of Singapore International Symposium. Balkema, Rotterdam, 2 Volumes.

- Tatsuoka *et al.* Eds. (2001) *Advanced laboratory stress-strain testing of geomaterials*. Outcome of TC-29 Activities, Balkema, Rotterdam.
- Tatsuoka, F. e Kohata, Y. (1995 a) *Stiffness of hard soils and soft rocks in engineering applications, Keynote Lecture*, IS Hokkaido '94, 2, pp. 947-1063.
- Tatsuoka, F. e Shibuya, S. (1992) *Deformation characteristics of soils and rocks from field and laboratory tests, Keynote Lecture*, Proc. 9th Asian Reg. Conf. on SMFE, Bangkok, 1991, 2, pp.101-170.
- Tatsuoka, F., Lo Presti, D. e Kohata, Y. (1995) *Deformation characteristic of soils and soft rocks under monotonic and cyclic loads and their relationship*. Proc. I.C. on Recent Advances in Geotech. Earthquake Eng. and Soil Dynamics. St. Louis (Prakash eds.) 2, pp. 851-879.
- Vinale, F. ; d'Onofrio, A. ; Mancuso, C. ; Santucci de Magistris, F.; Tatsuoka, F. (2001) *The pre-failure behaviour of soils as construction materials*. Pre-failure deformation characteristics of geomaterials. Balkema, Rotterdam, Vol. 2, pp. 955- 1007.
- Wong, H.; Ooi, I. K. e Broms, B. B. (1996) *Performance of raft foundations for high-rise buildings on the Bouldery clay in Singapore*, CGJ 33, pp. 219-236.
- Yasuda, N.; Ohta, N. e Nakamura, A. (1996) *Dynamic deformation characteristics of undisturbed riverbed gravels*. CGJ 33, pp. 237-249.