

INFLUÊNCIA DA ESTRUTURA INDUZIDA PELA COMPACTAÇÃO NA DEFORMABILIDADE DUM SAIBRO GRANÍTICO

INFLUENCE OF STRUCTURE INDUCED BY COMPACTION INTO THE MODULUS OF A GRANITIC SANDY SOIL

Vieira, Nelly, FEUP, Porto, Portugal; nelly@fe.up.pt
Viana da Fonseca, António, FEUP, Porto; Portugal; viana@fe.up.pt
Gomes Correia, António, UM, Portugal; agc@civil.uminho.pt

RESUMO

Este artigo apresenta um conjunto de resultados experimentais realizados sobre um saibro granítico, em particular ensaios triaxiais cíclicos no domínio das pequenas deformações (10^{-5} – 10^{-4}) complementados por medições de velocidades de ondas sísmicas (V_s e V_p) com recurso à técnica de “bender-extender elements” (na medição de G_0 , para deformações muito pequenas, 10^{-6}). Foram ensaiadas várias condições de estado do solo. Deste modo, procurou-se estudar a sensibilidade das propriedades de deformabilidade (E) a algumas condições de referência, comumente estabelecidas em Cadernos de Encargos de plataformas rodoviárias e ferroviárias. Estes módulos foram normalizados em relação ao índice de vazios, permitindo inferir conclusões relevantes, nomeadamente a da grande influência que a organização interparticular, obtida pela compactação, tem nos valores do módulo de Young em condições cíclicas no domínio das pequenas deformações ($\epsilon=10^{-4}$).

ABSTRACT

This paper presents a set of experimental results on a granitic sandy soil, in particular cyclical triaxial tests in the domain of the small strains (10^{-5} - 10^{-4}) complemented by measurements of velocity of seismic waves (V_s and V_p) using "bender-extender elements" technique (in the measurement of G_0 , for very small strains 10^{-6}). Soil was tested in some state conditions. This will allow to study the sensitivity of modulus (E) to some reference conditions commonly established in technical notes of road and railways platforms. These module have been normalized in relation to the void ratio, allowing interesting findings, namely the great influence that the inter-particle packing obtained by compacting has in the values of the Young's modulus deduced under cyclic conditions in the domain of the small strains ($\epsilon=10^{-4}$).

1. PROGRAMA EXPERIMENTAL

1.1 Âmbito

O programa experimental que conduziu à Tese de Mestrado da primeira autora com o propósito expresso em título “Módulos de deformabilidade de saibros graníticos para capas de sub-bases de pavimentos: sensibilidade aos tipos de premissas e ensaios”, incluía o ensaio de vários grupos de provetes com diferentes características de compactação normalmente definidos para este tipo de material utilizado em obras viárias. Cada grupo foi definido para os valores normalmente utilizados na construção de terraplenos rodoviários, partindo das seguintes condições de compactação: w_{opt} , $w_{opt} - 2\%$, $w_{opt} + 2\%$, $\gamma_d(95\%$ Proctor Modificado, PM)_lado

seco e γ_d (95% Proctor Modificado)_lado húmido. No entanto, ao definir a curva de compactação, verificou-se que a forma da mesma não permitia uma boa distinção entre alguns destes provetes por apresentarem valores muito próximos. Por isso, considerou-se o estudo dos provetes a $w_{opm} +2\%$ e $w_{opm} -4\%$, correspondentes ao valor de γ_d (97% Proctor Modificado), e $w_{opm} -2\%$ e $w_{opm} +1\%$, correspondentes a γ_d (99% Proctor Modificado), para além, naturalmente dos correspondentes a w_{opm} .

1.2 Características do solo em estudo

A amostra do solo em estudo apresenta uma granulometria extensa, tendo como dimensão máxima o peneiro nº 4 (4,76mm) com uma percentagem de retidos de aproximadamente 4%, como se pode observar pela curva granulométrica da Figura 1. Os resultados dos ensaios de rotina da classificação do solo no laboratório estão expostos no Quadro 1. No Quadro 2 são apresentados os resultados da classificação do solo de acordo com a ASTM e A.A.S.H.T.O. Na Figura 2 pode-se observar a curva de compactação do solo.

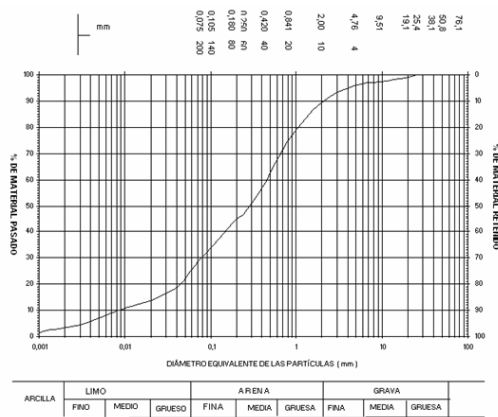


Figura 1- Curva granulométrica do solo em estudo

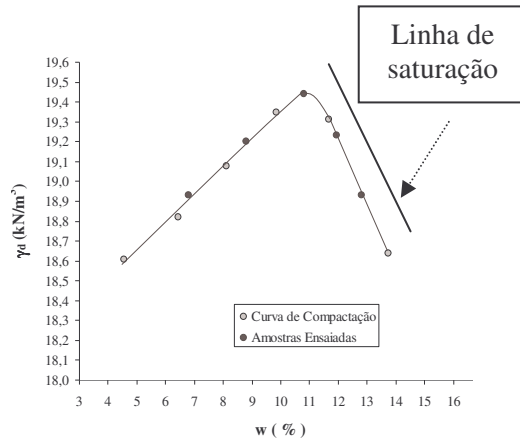


Figura 2- Curva de Compactação

Quadro 1- Resultados obtidos na classificação do solo

Característica	Resultado Obtido
$D_{máx}$	3/4"
Percentagem de material passado no peneiro nº 200 ASTM [1]	29,7%
Limite de liquidez	NP
Índice de plasticidade	NP
Equivalente de areia	27%
Valor de azul de metileno	0,25
CBR para 95% compactação relativa e w_{opm} (Ensaio Proctor Modificado, PM)	22%
Percentagem de matéria orgânica	0,1%
Expansibilidade no ensaio CBR	0,38%
IPI	28%

Quadro 2- Classificação do solo segundo diferentes normas

Norma	Classificação
Classificação Unificada (ASTM) [1]	SM
A.S.S.H.T.O [2]	A-2-0

Esta curva evidencia uma maior sensibilidade do solo no ramo húmido que no ramo seco. Com o intuito de estudar a influência dos parâmetros de compactação na deformabilidade e na resistência do solo, foram preparados diferentes provetes com diferentes γ_a e w , quer no ramo seco, quer no ramo húmido (Quadro 3). O programa de ensaios incluiu 2 provetes para cada uma dessas condições de compactação (Vieira, [3]). Na Figura 2 indica-se a distribuição dos provetes compactados ao longo da curva de compactação. As condições de compactação variaram entre 6,8% e 12,8% do teor em água e 18,9kN/m³ e 19,4kN/m³ do peso volúmico seco.

Quadro 3- Condições de estado de compactação dos provetes de solo

w	w_{opm}	$w_{opm}-4\%$	$w_{opm}+2\%$	$w_{opm}-2\%$	$w_{opm}+1\%$
γ_d	γ_{dmax} (PM)	97 % γ_{dmax} (PM)		99% γ_{dmax} (PM)	

2. DESCRIÇÃO GERAL DOS ENSAIOS

2.1 Preparação dos provetes: saturação e consolidação

No Quadro 4 estão expressas as características dos provetes objecto de estudo de sensibilidade dos vários módulos de deformabilidade em relação às condições de compactação.

Quadro 4- Características dos ensaios realizados e analisados

Ensaio	γ_{di} (kN/m ³)	w_i (%)	e_i	S_i (%)	e_c	S_c (%)
1 (w_{opm})	19,3	10,7	0,38	77	0,37	100
3 (w_{opm})	19,5	10,6	0,37	79	0,36	100
8 ($w_{opm}+1\%$)	19,1	12,0	0,39	83	0,37	100
9 (-4% w_{opm})	18,7	6,8	0,42	44	0,41	100
10 (+2% w_{opm})	18,7	12,9	0,42	83	0,40	100
11 (-2% w_{opm})	19,1	8,6	0,39	60	0,38	100
12 (-4% w_{opm})	18,8	7,0	0,42	46	0,41	100
13 (+1% w_{opm})	19,2	12,2	0,38	86	0,38	100

γ_{di} w_i e_i S_i : Condições iniciais; e_c , S_c (%): Condições finais (pós-consolidação e corte)

2.2 Procedimentos desenvolvidos nos ensaios triaxiais cíclicos

Nos triaxiais cíclicos foi utilizado o mesmo método de ensaio para todos os provetes, os quais foram consolidados isotropicamente a tensões efectivas de 100, 200 e 400kPa.

As razões de optar por K_0 unitário e por estes valores de tensões de consolidação são detalhadas em Vieira, [3] e suportadas por outros autores, nomeadamente de Gomes Correia e Marques, [12], que observaram comportamento próximo do isotrópico de materiais granulares compactados com energias elevadas. Também se optou por realizar a primeira consolidação do provete a 100kPa devido ao facto de, em experiências anteriores no Laboratório de Geotecnia da FEUP (LabGEO), com materiais similares, os provetes submetidos a tensões de consolidação menores sofrerem expansões durante o processo de saturação. Garantiu-se, assim, que o provete não sofria deformações que alterassem o estado de compacidade induzido durante a sua preparação. Os provetes cilíndricos (189 x 250mm) foram preparados (saturação e consolidação), para conduzir um programa de ensaios triaxiais em compressão sob condições drenadas, utilizando, para além da clássica monitorização da deformação externa, instrumentação interna de grande precisão (LDTs) para a medição das deformações axiais

(Figura 3). A célula de carga interior à câmara triaxial (ver Figura 3), associada ao pistão de carga, não possuía garantia de total coaxialidade, pelo facto do provete não ficar absolutamente rectificad nas faces perpendiculares à directriz. Nestas condições, se a concavidade do pistão não for perfeitamente vertical ao eixo de aplicação da carga (e à calote do topo), pode induzir-se inclinação do provete durante o corte. Este é um dos erros mais comuns nos ensaios triaxiais discutidos por muitos autores como Tatsuoka et al. [4], Baldi et al [5], Kuwano, et al. [6], etc. Em consequência, os provetes nos quais se identificou a ocorrência deste tipo de problema, não foram utilizados para as análises definitivas e derivação dos módulos de deformabilidade.

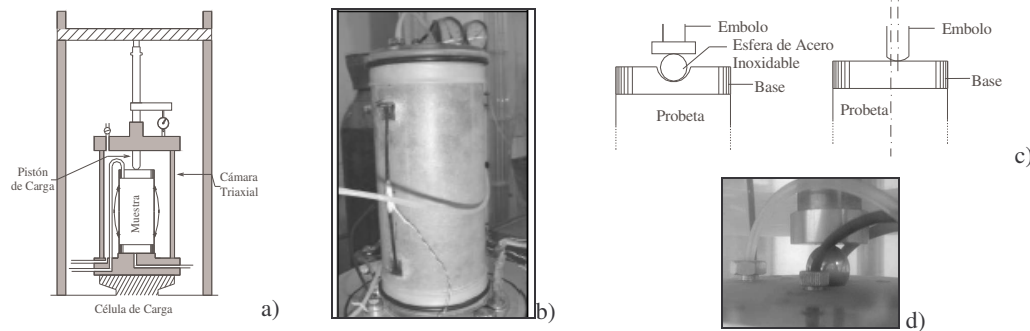


Figura 3- a) Esquema da câmara triaxial b) LDT, c) Esquema dos problemas da verticalidade na aplicação de cargas, d) Esfera utilizada nos ensaios

Como resultado do anterior, e com a finalidade de obter valores mais rigorosos da aplicação da carga, e da realização dos ciclos de descarga e recarga, foi feita - como sugerem Baldi et al [5] a adaptação do pistão e da base superior do provete, de forma a utilizar uma esfera de aço inox e temperado entre estes, garantindo uma aplicação da carga central ao provete. Verificou-se que nos ensaios seguintes este problema não voltou verificar-se (ver Figura 3). A força de desvio foi aplicada até se obter uma deformação axial, controlada pela instrumentação interna (LDTs) de 5×10^{-4} mm. A este nível de deformação correspondem diferentes valores de força para as diferentes tensões de consolidação: 100, 200 e 400 kPa. No terceiro e último carregamento do provete, ($\sigma'_3=400$ kPa), realizou-se a descarga total do mesmo, como se fez também nos outros dois provetes, com a realização de ciclos de pequena amplitude. Seguidamente procedeu-se a um recarregamento até atingir a rotura do provete. Por outro lado, durante os ensaios também se recolheu informação relevante derivada da leitura das velocidades de ondas sísmicas de corte 'S' e de compressão 'P' (bender/extender elements), sendo estas últimas (ondas 'P') utilizadas no processo de verificação da saturação dos provetes (

Figura 4). De facto, os valores de V_p complementaram a verificação clássica da saturação baseada na medição do valor B de Skempton, tendo-se revelado um modo mais fiável de verificação da evolução da saturação como o carregamento (Ferreira [7] e Vieira et al. [9]). De igual forma, a leitura das ondas de corte 'S' durante os ensaios triaxiais foi realizada com o intuito de confrontar os resultados dos módulos de deformabilidade determinados em cíclicos nos ensaios triaxiais, com os módulos de distorção máximos, G_0 , derivados das medição destas ondas, correspondendo estes aos valores dinâmicos, sendo uma boa referência para os outros.

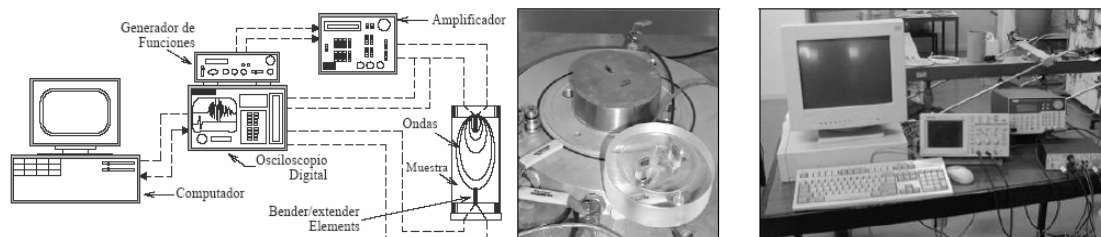


Figura 4- Transdutores piezoelétricos nas base e topo do provete triaxial e sistema de aquisição

3. RESULTADOS OBTIDOS

Apesar de algumas dificuldades, sempre existentes experimentalmente, descritas em Vieira, [3], os resultados obtidos dos ensaios triaxiais permitiram determinar vários tipos de módulos de deformabilidade, entre os quais, os módulos de deformabilidade elásticos ou “pseudo-elásticos” e os módulos de descarga-recarga, ambos deduzidos directamente dos resultados das medições da instrumentação interna de grande precisão e (ou) externa do ensaio triaxial, se fiável. Como referido determinaram-se os módulos de deformabilidade dinâmicos, deduzidos a partir da leitura das velocidades de ondas ‘S’, (V_s) dos *bender-elements* colocados na base e topo do provete na câmara triaxial.

4. MÓDULOS ELÁSTICOS OU DINÁMICOS ($E_0 \equiv E_{DIN}$)

Na sequência da realização da leitura das ondas de corte durante os ensaios triaxiais, procedeu-se à avaliação das velocidades V_s , que permitiram a determinação do valor do módulo de distorção G_0 (G_{din} ou G_{max}) mediante a equação:

$$G_o = \rho \cdot V_s^2 \quad (1)$$

O valor de E_0 (E_{dim} , E_{max} ou E_{el}) obtém-se utilizando a seguinte relação da teoria de elasticidade:

$$E_0 = 2 \cdot G_0 (1 + \nu) \quad (2)$$

Para o tratamento destes resultados adoptou-se um valor de $\nu = 0,25$, o que está de acordo com resultados reportados por Tatsuoka et al. [4] e Viana da Fonseca [10], entre outros, que, em solos similares, têm determinado coeficientes de Poisson na gama elástica da resposta tensão-deformação, muito próximos deste valor.

Para uma análise normalizada dos resultados recorreu-se às relações de Hertz (Biarez et al., [11]) entre o módulo de deformabilidade (“quasi-elástico” ou afim) e o nível de tensão ao qual está submetido o solo, numa relação exponencial do tipo:

$$E(\text{MPa}) = K \cdot \sigma_v^n (\text{kPa}) \quad (3)$$

sendo os valores de K e n dependentes do tipo de solo. Os autores acima referenciados, apontam para valores de K que diminuem clara e expectavelmente quando a deformação aumenta de níveis elásticos lineares ($\epsilon \leq 10^{-5}$) para os mais elevados, associados a plastificações elevadas (até 10^{-1}). Já os valores de n tendem a evoluir de valores muito baixos (inferiores a 0,5) para valores próximos da unidade.

Pela análise dos resultados obtidos, expressos na Figura 5, constatou-se que o expoente n , de variação com o estado de tensão, convergia para valores aproximados de $n = 0,33$. Assim, fixando este valor para todos os casos obtiveram-se os valores de K correspondentes a cada estado de compactação (Figura 6) apresentados no Quadro 5.

Quadro 5- Valor de K para E_0 para $n = 0,33$ segundo o estado de compactação

$E_0 = k \cdot \sigma_v^{0,33}$					
%w	(-4) (97% γ_{dopm})	(-2) (99% γ_{dopm})	Opm (γ_{dopm})	(+1) (99% γ_{dopm})	(+2) (97% γ_{dopm})
K	163,12	124,17	123,14	121,56	146,80

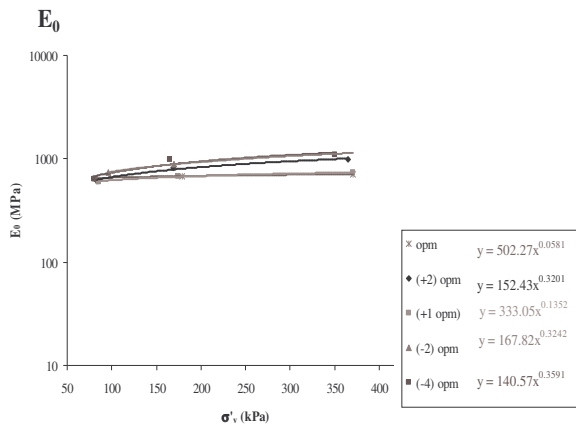


Figura 5- Módulo de deformabilidade E_0 em função da tensão vertical efectiva

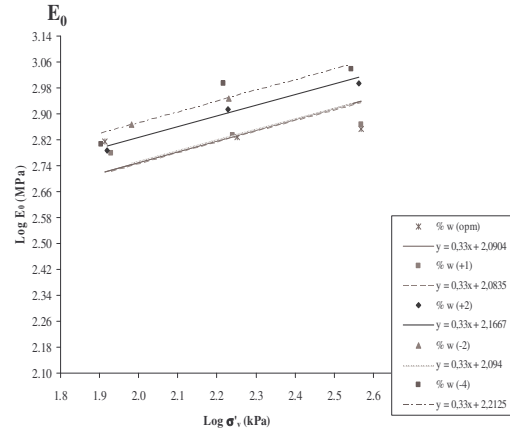


Figura 6- Aproximação linear dos módulos E_0 vs. σ'_v para obtenção de valores de K fixando o expoente $n=0,33$

Para poder comparar de forma correcta o módulo de deformabilidade, é necessário referenciá-los a um mesmo índice de vazios. Esta correcção é feita a través da seguinte equação, para cada caso:

$$E^*(MPa) = \frac{f(e)_{opm}}{f(e)_0} k \cdot \sigma_v'^{0,33} (kPa) = k_0^* \cdot \sigma_v'^{0,33} (kPa) \quad (4)$$

para uma função de índice de vazios:

$$f(e)_0 = \frac{(2,17 - e)^2}{1 + e} \quad (5)$$

sendo correntemente usada neste tipo de solos (Gomes Correia [12] e Marques [13]). Uma outra proposta foi obtida para solos regionais (Ferreira [8]):

$$f(e)_1 = \frac{(2,46 - e)^2}{1 + e} \quad (6)$$

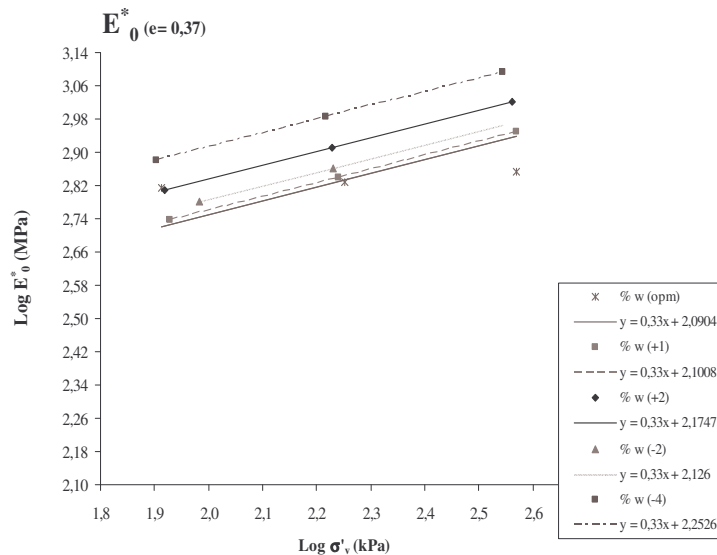


Figura 7- Leis E_0^* corrigidas para o índice de vazios óptimo $e=0,37$

No entanto, não havendo confirmação da paridade de características, decidiu-se realizar esta análise a partir da proposta de Hardin e Richart [14] – equação (5). Como referência para a

normalização para o índice de vazios, nas leis encontradas optou-se por utilizar o índice de vazios correspondente à condição de γ_d e w ótimos do solo em estudo, ou seja, todas as leis foram corrigidas para um valor de $e = 0,37$ (Ver Figura 7). Com esta correção pretende-se verificar (ou seja, isolar) a influência do teor em água de compactação e da respectiva estrutura do material. No Quadro 6 apresentam-se os valores de K corrigidos deduzidos da Figura 8.

Quadro 6- Valor de K para E_0^* para $n = 0,33$ segundo o estado de compactação

$E_0^* = E_0 / f(e) = k_0^* \cdot \sigma_v'^{0,33}$					
w(%)	(-4)(97% γ_{dopm})	(-2) (99% γ_{dopm})	Opm (γ_{dopm})	(+1) (99% γ_{dopm})	(+2) (97% γ_{dopm})
K	178,87	133,67	123,14	126,13	149,53

5. MÓDULOS PSEUDO-ELÁSTICOS E DE DESCARGA-RECARGA

Dos resultados dos ensaios triaxiais cíclicos descritos no parágrafo 2, obtiveram-se curvas de tensão de desvio versus deformação axial com as quais se realizaram as análises dos módulos de deformabilidade. A dedução dos módulos de deformabilidade elásticos (E_{elTX}), foi realizada a partir da tangente que se pode definir na zona de descarga do ciclo. Por outro lado, os módulos de recarga-descarga (E_{rdTX}), foram deduzidos a partir da linha que une os vértices da histerese formada por cada um dos ciclos. Todos os módulos de deformabilidade de cada provete, associados à respectiva tensão de consolidação, foram relacionados com a tensão efectiva vertical a que o mesmo foi submetido durante o corte (aplicação de carga e realização de ciclos de recarga-descarga).

Assim, estes módulos de deformabilidade, E_{elTX} e E_{rdTX} , expressos em função da σ_v' , conduziram às relações do tipo apresentado na equação (3). Daqui, e de acordo com os resultados representados nas Figura 8 e Figura 9, obtiveram-se os valores de n , que, para cada estado de compactação, variavam em redor de 0,5. Em consequência, e de forma a obter uma única lei com a variação dos valores de K para cada caso, foi estabelecido, simplifadamente, como valor único para todas as leis, $n = 0,5$. Estes valores de K foram determinados através da realização de aproximações lineares como o método dos mínimos quadrados, obtendo-se assim um valor de K para cada condição de compactação como pode ser observado nas Figura 10 e Figura 11.

Os valores obtidos de K são apresentados no Quadro 7 para o caso de E_{elTX} e no Quadro 8 para o caso de E_{rdTX} . Observa-se assim, que o módulo de deformabilidade deste material depende não só do γ_d obtido por compactação, mas também do teor em água de compactação, ou seja, da influência da compactação no ramo seco ou no ramo húmido da curva de compactação.

Quadro 7- Valor de K para E_{elTX} , para $n = 0,50$ segundo o estado de compactação

$E_{el} = k \cdot \sigma_v'^{0,5}$					
w(%)	(-4) (97% γ_{dopm})	(-2) (99% γ_{dopm})	opm (γ_{dopm})	(+1)(99% γ_{dopm})	(+2)(97% γ_{dopm})
K	17,13	18,55	36,70	22,03	31,82

Quadro 8- Valor de K para E_{rdTX} , para $n = 0,50$ segundo o grau de compactação

$E_{rdtx} = k \cdot \sigma_v'^{0,5}$					
w(%)	(-4) (97% γ_{dopm})	(-2) (99% γ_{dopm})	opm (γ_{dopm})	(+1) (99% γ_{dopm})	(+2) (97% γ_{dopm})
K	27,75	29,17	56,94	39,68	42,33

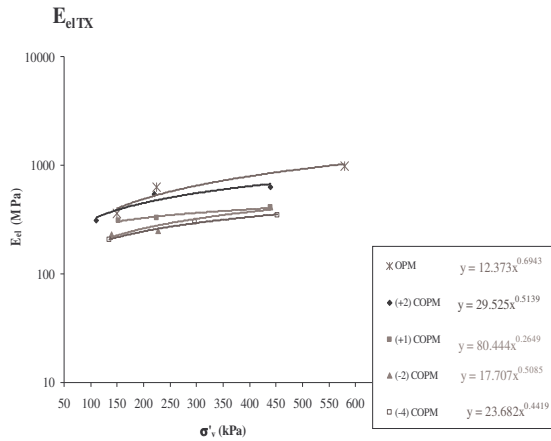


Figura 8- Módulo de deformabilidade E_{el} em função da tensão vertical efectiva

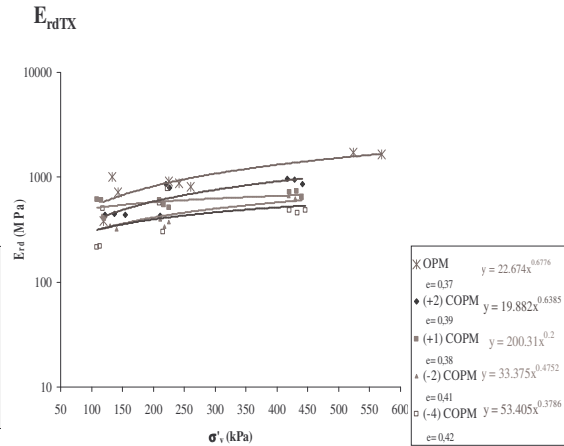


Figura 9- Módulo de deformabilidade E_{rdTX} em função da tensão vertical efectiva

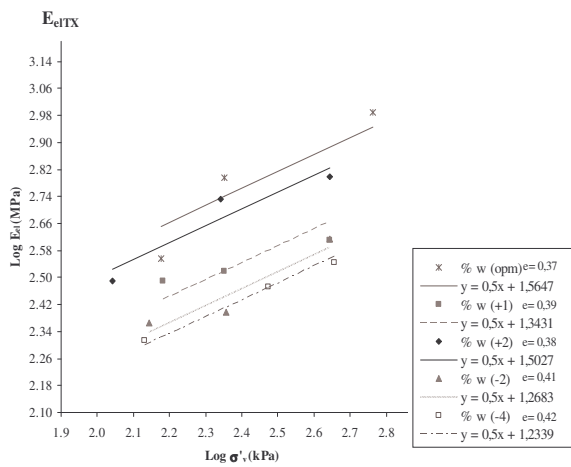


Figura 10- Aproximação linear dos Módulos E_{elTX} vs. σ'_v para obtenção de valores de k fixando o expoente $n=0,5$

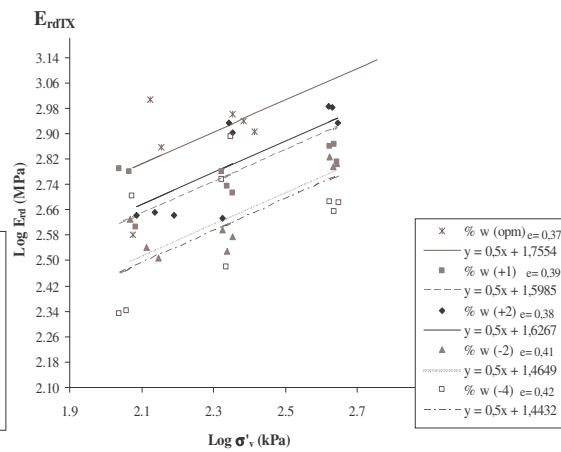


Figura 11- Aproximação linear dos Módulos E_{rdTX} vs. σ'_v para obtenção de valores de k fixando o expoente $n=0,5$

Para poder comparar de forma correcta o módulo de deformabilidade de cada uma destas leis, é necessário corrigi-las para o mesmo índice de vazios, como antes se explicou, sendo esta correcção feita a partir da seguinte equação, para cada caso:

$$E_{el,rd}^* = \frac{f(e)_{opm}}{f(e)_0} k \cdot \sigma_v'^{0,5} = k_{el,rd}^* \cdot \sigma_v'^{0,5} \quad (7)$$

Adoptou-se para função de índice de vazios a equação (5). Os gráficos derivados destas correcções mostram-se nas Figura 12 e Figura 13. Com esta normalização pretende-se verificar (ou seja, isolar) a influência do teor em água de compactação e da estrutura do material. Nos Quadro 9 e 10 apresentam-se os correspondentes valores de K derivados dos gráficos anteriores para os casos de E_{elTX}^* e E_{rdTX}^* , respectivamente.

Quadro 9- Valor de K para E_{elTX}^* , para $n= 0,50$ com $e= 0,37$, segundo o estado de compactação

$E_{elTX}^* = k_{el}^* \cdot \sigma_v'^{0,5}$					
$w(\%)$	$(-4) (97\% \gamma_{dopm})$	$(-2) (99\% \gamma_{dopm})$	$opm (\gamma_{dopm})$	$(+1)(99\% \gamma_{dopm})$	$(+2)(97\% \gamma_{dopm})$
k_{el}^*	18,79	19,97	36,70	18,55	31,82

Quadro 10- Valor de K para E_{rdTX}^* , para $n= 0,50$ com $e= 0,37$, segundo o estado de compactação

$E_{rdTX}^* = k_{rd}^* \cdot \sigma_v'^{0,5}$					
w((-4) (97% γ_{dopm})	(-2) (99% γ_{dopm})	opm (γ_{dopm})	(+1)(99% γ_{dopm})	(+2)(97% γ_{dopm})
k_{rd}^*	30,42	31,40	56,94	39,68	42,33

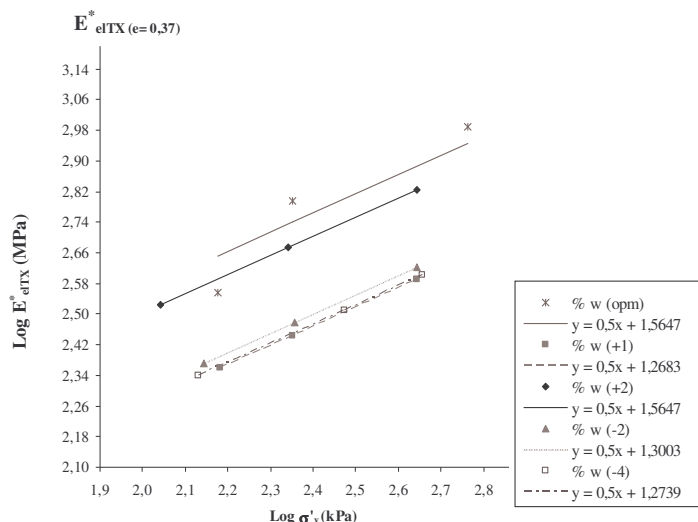


Figura 12- Leis E_{elTX}^* corrigidas para o índice de vazios óptimo $e= 0,37$

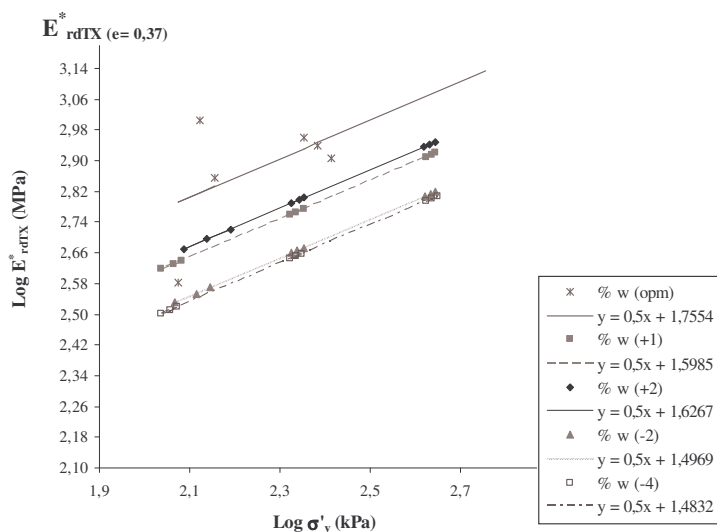


Figura 13- Leis E_{rdTX}^* corrigidas para o índice de vazios óptimo $e= 0,37$

6. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Neste trabalho foram apresentados os resultados de ensaios triaxiais dos quais se derivaram diferentes módulos de deformabilidade. O trabalho incidiu no estudo de novas técnicas de saturação e consolidação de provetes em ensaios triaxiais, assim como em meios instrumentais de grande precisão para a correcta obtenção dos resultados destes ensaios. Também se discutem neste trabalho os critérios de normalização dos módulos de deformabilidade, tanto à luz dos índices de estado, em particular do índice de vazios, como em relação ao estado de tensão, tendo-os em devida consideração para o estabelecimento das leis de tendência apresentadas. Deve ser salientado que aos mesmos valores de compactidade de cada lado do valor óptimo

correspondem variações de teor em água diferentes, reflectindo uma maior sensibilidade deste solo na obtenção de bons níveis de compactação do lado húmido. Os valores dos diferentes módulos de deformabilidade parecem não depender só da compactidade, já que não decaem tanto do lado húmido como no lado seco. De facto, constata-se que não é só o grau de compactação que determina o comportamento mecânico (neste caso da deformabilidade) mas também, e substancialmente, o teor em água da compactação.

7. REFERÊNCIAS

- [1] ASTM D 2487-93. Standard Classification of Soils for Engineering Purpose (Unified Soil Classification System), Annual Book of ASTM Standards, Vol. 04.08, 1997
- [2] AASHTO, Standard Specifications for Transportation Materials and Methods of Sampling and Testing- Part I & Part II. American Association of State Highway and Transportation Officials, 19th edition, 1998.
- [3] Vieira, N., Módulo de Deformabilidade de Jabres Graníticos para Capas de Bases de Pavimentos: Sensibilidad a los Tipos de Premisas y Ensayo, Dissertação apresentada na Universidade de Porto para obtenção do grau de Mestre, FEUP, Porto, 2005
- [4] Tatsuoka F. e Kohata, Y., Stiffness of Hard Soils and Soft Rocks in Engineering Applications, Pre-failure Deformation of Geomaterials. Shibuya, Mitachi & Miura (eds), Balkema, Rotterdam, Vol 2, 1995, 947-1063.
- [5] Baldi G., Hight D.W. e Thomas G.E., A Reevaluation of Conventional Triaxial Test Methods. Advanced Triaxial Testing of Soils and Rocks, ASTM STP 977. Robert T., Donaghe Ronald C., Chaney and Marshall L. Silver (eds), American Society for Testing and Materials, Philadelphia, 1988, pp. 219-263.
- [6] Kuwano J., Katagiri M., Kita K., Nakano M. e Kuwano R., A Review of Japanese Standards for Laboratory Shear Test, Advanced Laboratory Stress-Strain Testing of Geomaterials, Tatsuoka, Shibuya & Kuwano (eds), 2001, pp. 53-64.
- [7] Ferreira, C. M. F., Implementação e Aplicação de Transdutores Piezoeléctricos na Determinação de Velocidades de Ondas Sísmicas em Provetes. Avaliação da Qualidade de Amostragem em Solos Residuais. Dissertação apresentada na Universidade de Porto para obtenção do grau de Mestre, FEUP, Porto, 2003.
- [8] Ferreira, S. M. R., Influência da Não Saturação e da Granulometria nas Características de Deformabilidade de um Agregado Granítico. Dissertação apresentada na Universidade Técnica de Lisboa para obtenção do grau de Mestre, IST, Lisboa, 2003.
- [9] Vieira, N., Viana da Fonseca, A. e Ferreira, C. M. F., Processo de Saturação de Ensayos Triaxiais, Revista Geotecnia, SPG, Nº 104, pp. 31-42, 2005.
- [10] Viana da Fonseca A., Geomecânica dos Solos Residuais do Granito do Porto. Criterios para Dimensionamento de Fundações Directas, Dissertação apresentada na Universidade de Porto para obtenção do grau de Doutor em Engenharia Civil, FEUP, Porto, 1996.
- [11] Biarez, J., Liu H., Gomes Correia, A. E Taïbi S., Stress-Strain Characteristics of Soils Interesting the Serviceability of Geotechnical Structures. Proceedings of Pre-failure Deformation Characteristics of Geomaterials, Vol 2, Jamiolokowski, Lancellotta & Lo Presti (eds), Swets & Zeitlinger, Lisse, 1999, pp. 617-624.
- [12] Gomes Correia, A. e Marques F., Comportamento de um Agregado Granítico no Domínio das Pequenas Deformações, Actas do 8º Congresso Nacional de Geotecnia, Vol. 1, 2002, SPG, Lisboa.
- [13] Marques F. M., Uma Contribuição para a Caracterização do Comportamento reversível de Misturas de Agregados, Dissertação apresentada na Universidade Técnica de Lisboa para obtenção do grau de Mestre em Georecursos, IST, Lisboa, 2003.
- [14] Hardin, B. O. e Richard, F. E. Jr., Elastic Wave velocities in Granular Soils. Journal of Soil Mechanics and Foundation, ASCE, Vol. 89, Nº 1, 1963, pp 33-65.