

123 Novembro
2011

GEOTECNIA

Revista Luso-Brasileira de Geotecnia



Sociedade Portuguesa de Geotecnia



Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica



DIRECTOR:

António Silva Cardoso, FEUP

DIRECTOR - ADJUNTO:

Márcio Muniz de Farias, UnB

COMISSÃO EXECUTIVA:

Jaime Alberto dos Santos, IST
 Armando Nunes Antão, FCT/UNL

A Revista GEOTECNIA foi publicada pela primeira vez em Junho de 1971, tendo como fundador Úlpio Nascimento e primeiro Director José Folque. Desde esta data tem vindo a publicar-se ininterruptamente, editando, em média, três números por ano. A partir de Março de 2007 passou a ser editada conjuntamente pelas Sociedades de Geotecnia de Portugal e Brasil: SPG, ABMS e ABGE e, a partir de Março de 2011, pela SPG e ABMS.

COMISSÃO EDITORIAL 2010-2012

Alexandre Pinto, JetSJ Geotecnia – Lisboa
 Alexandre Tavares, FCTUC – Coimbra
 A. J. Correia Mineiro, FCT-UNL – Caparica
 A. Pinto da Cunha, LNEC – Lisboa
 Adriano Virgílio Damiani Bica, UFRGS – Porto Alegre
 A. Viana da Fonseca, FEUP – Porto
 Anna Laura L. da Silva Nunes, UFRJ – Rio de Janeiro
 António Pinelo, IEP – Almada
 Benedito S. Bueno, USP – São Carlos
 Celso Lima, Hidrorumo – Porto
 Cezar Augusto Burkert Bastos, FURG – Pelotas
 Dario Cardoso de Lima, UFV – Viçosa
 E. Amaral Vargas Jr., PUC-RIO – Rio de Janeiro
 E. Maranha das Neves, IST – Lisboa
 Edezio Teixeira de Carvalho, UFMG – Belo Horizonte
 Eduardo Antonio Gomes Marques, UFV – Viçosa
 Ely Borges Frazão – São Paulo
 Emílio Velloso Barroso, UFRJ – Rio de Janeiro
 F. Guedes de Melo, Consulgeo – Lisboa
 Fernando A. B. Danziger, UFRJ – Rio de Janeiro
 Fernando Saboya, UENF – Campos do Goytacases
 Francis Bogossian, Geomecânica – Rio de Janeiro
 Frederico Garcia Sobreira, UFOP – Ouro Preto
 J. Almeida e Sousa, FCTUC – Coimbra
 J. Bilé Serra, LNEC – Lisboa
 J. de Oliveira Campos, UNESP – São Paulo
 J. Delgado Rodrigues, LNEC – Lisboa
 Jorge Vasquez, EDIA – Beja
 J. Vieira de Lemos, LNEC – Lisboa
 José F. T. Jucá, UFPe – Recife
 José Mateus de Brito, Cenorgeo – Lisboa
 José Neves, IST – Lisboa

Laura Caldeira, LNEC – Lisboa
 Lindolfo Soares, USP – São Paulo
 Luis de Almeida P. Bacellar, UFOP – Ouro Preto
 Luiz Antônio Bressani, UFRGS – Porto Alegre
 Luiz Ferreira Vaz, Themag – São Paulo
 Luiz Nishiyama, UFU – Uberlândia
 Luís Leal Lemos, FCTUC – Coimbra
 Luís Ribeiro e Sousa, FEUP – Porto
 M. Matos Fernandes, FEUP – Porto
 Maria da Graça Lopes, ISEL – Lisboa
 Marcus P. Pacheco, UERJ – Rio de Janeiro
 Margareth Mascarenhas Alheiros, UFPe – Recife
 Maria Eugênia Boscov, USP – São Paulo
 Maria Lurdes Lopes, FEUP – Porto
 Mauricio Ehrlich, UFRJ – Rio de Janeiro
 Milton Vargas, Themag – São Paulo
 Nuno Grossmann, LNEC – Lisboa
 Nuno Guerra, FCT-UNL – Caparica
 Osni José Pejon, USP – São Carlos
 Oswaldo Augusto Filho, USP – São Carlos
 Pedro Sêco e Pinto, LNEC – Lisboa
 R. F. de Azevedo, UFV – Viçosa
 Renato Pinto da Cunha, UnB – Brasília
 Ricardo Oliveira, Coba – Lisboa
 Romero César Gomes, UFOP – Ouro Preto
 Rui M. Correia, LNEC – Lisboa
 Tácio M. Campos, PUC-Rio – Rio de Janeiro
 Telmo Jeremias, LNEC – Lisboa
 Tiago Miranda, U.Minho – Guimarães
 Waldemar Hachich, USP, São Paulo
 Wilson Shoji Iyomasa, IPT, São Paulo



SPG

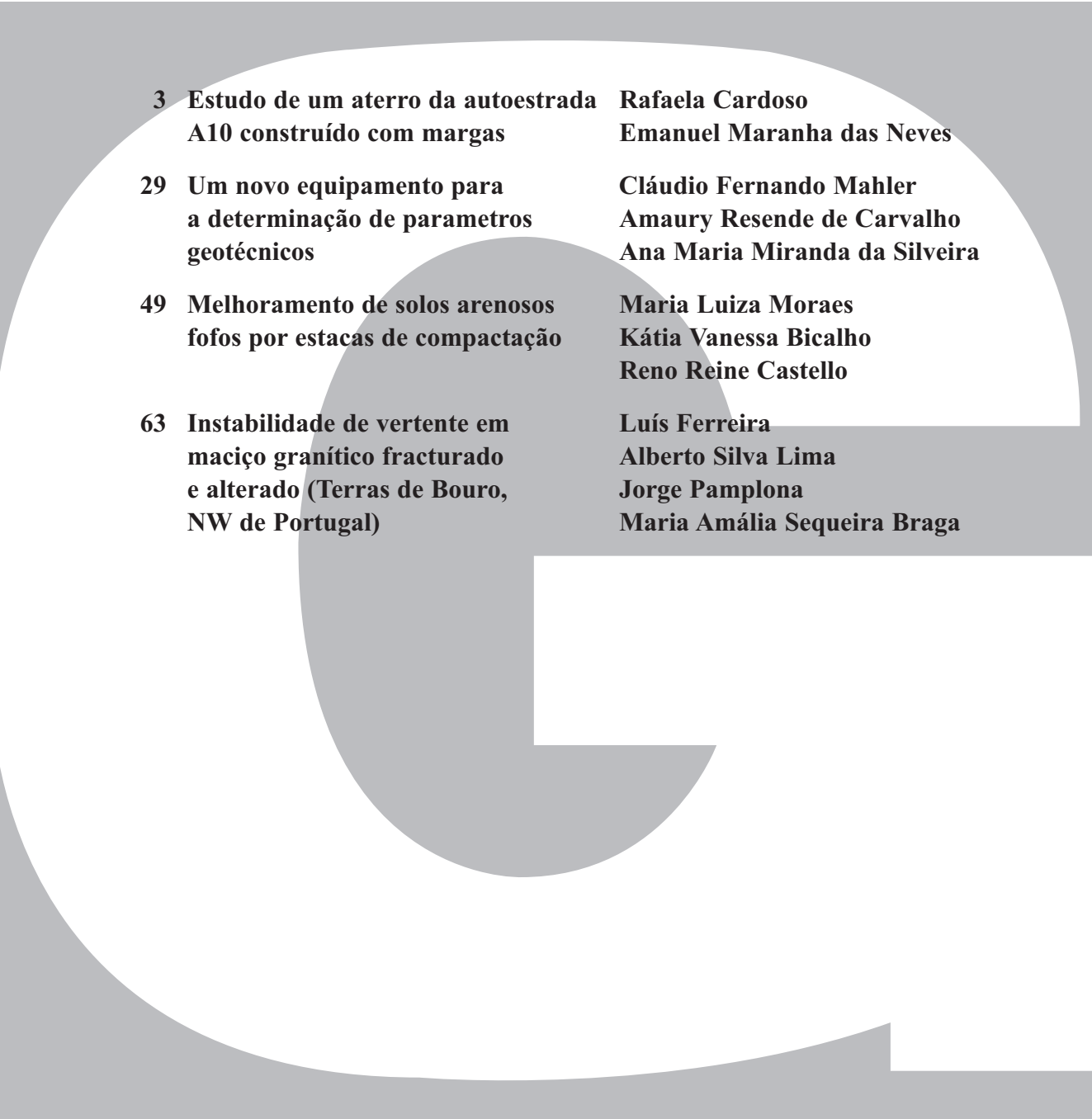
a/c LNEC

Av. do Brasil, 101
 1700-066 Lisboa, Portugal
 Tel.: (+351) 21 844 33 21
 Fax: (+351) 21 844 30 21
 e-mail: spg@lnec.pt
 http://www.spgeotecnica.pt



ABMS

Av. Prof. Almeida Prado, 532
 IPT – Prédio 54
 05508-901 São Paulo, Brasil
 Tel./Fax: (+55.11) 3768 7325
 e-mail: abms@abms.com.br
 http://www.abms.com.br

- 
- | | | |
|-----------|--|---|
| 3 | Estudo de um aterro da autoestrada A10 construído com margas | Rafaela Cardoso
Emanuel Maranhã das Neves |
| 29 | Um novo equipamento para a determinação de parâmetros geotécnicos | Cláudio Fernando Mahler
Amaury Resende de Carvalho
Ana Maria Miranda da Silveira |
| 49 | Melhoramento de solos arenosos fofos por estacas de compactação | Maria Luiza Moraes
Kátia Vanessa Bicalho
Reno Reine Castello |
| 63 | Instabilidade de vertente em maciço granítico fracturado e alterado (Terras de Bouro, NW de Portugal) | Luís Ferreira
Alberto Silva Lima
Jorge Pamplona
Maria Amália Sequeira Braga |

ESTUDO DE UM ATERRO DA AUTOESTRADA A10 CONSTRUÍDO COM MARGAS

Study of an embankment of the A10 Motorway built with marls

Rafaela Cardoso*

Emanuel Maranha das Neves**

RESUMO – No âmbito de um projecto de investigação para a BRISA realizou-se o estudo de um aterro da auto-estrada A10 (sublanço Arruda dos Vinhos/Carregado) constituído por um núcleo de margas compactadas e espaldas onde foram utilizadas margas tratadas com cal. O principal objectivo do estudo foi prever deformações do aterro devido à evolução das margas quando expostas às acções atmosféricas (essencialmente molhagem devido à chuva). O aterro foi instrumentado para medir as sucções instaladas no solo e as deformações durante e após a construção. No cálculo foi adoptado um modelo de comportamento mecânico aplicável a solos não saturados. Os parâmetros para o modelo foram obtidos através de ensaios de laboratório. Os assentamentos calculados para a fase de construção foram muito semelhantes aos medidos em obra. As deformações devido à molhagem não foram significativas. As tensões calculadas nos contactos núcleo-espaldas permitiram concluir que não é expectável fendilhação relevante devido à diferença de rigidez entre estas zonas do aterro.

SYNOPSIS – An embankment of the A10 Motorway (Arruda dos Vinhos/Carregado) built with a core of compacted marls and shoulders with marls treated with lime, was the object of a research project. The main purpose of the study was to predict the deformations of the embankment due to the weathering of the marls (mainly wetting due to rain). Suctions and deformations were measured in the embankment during and after its construction. A constitutive model for unsaturated soils was adopted in the calculation. The parameters for the model were obtained with experimental tests. The settlements calculated during the construction were very similar to those measured in the embankment. The deformations due to wetting were not relevant. The calculated stresses in the contacts core-shoulders led to the conclusion that it is not expected relevant cracking due to different stiffness of the core and shoulders.

PALAVRAS CHAVE – Aterros de margas, sucção, modelação de comportamento, tratamento com cal.

1 – INTRODUÇÃO

No âmbito de um projecto de investigação foi estudado o aterro AT1 da auto-estrada A10, sublanço Arruda dos Vinhos/Carregado (BRISA). Trata-se de um aterro especial por ter grande altura (cerca de 9 m medidos no eixo) e por ter sido construído com margas (formação da Abadia). Foi opção do projectista (Cenorgeo, 2002) recorrer ao tratamento das margas com cal para evitar a ocorrência de fenómenos de expansibilidade. Deste modo, foi adoptado um perfil zonado em que o núcleo foi construído com margas compactadas e as espaldas foram construídas com margas tratadas com cal, dada a exposição dos taludes às condições atmosféricas. Neste artigo as margas antes e após o tratamento serão denominadas respectivamente por solo e por solo-cal.

* Assistente, Departamento de Engenharia Civil, Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa. E-mail: rafaela@civil.ist.utl.pt

** Professor Catedrático Jubilado, Departamento de Engenharia Civil, Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa. E-mail: emn@civil.ist.utl.pt

As margas são materiais evolutivos que sofrem degradação das suas características mecânicas (redução acentuada da resistência e da rigidez) quando expostas às acções atmosféricas, em particular à molhagem. Devido ao potencial expansivo deste material, as deformações podem ser importantes em caso de molhagem e podem prejudicar o comportamento do aterro durante a fase de exploração. A previsão das deformações de aterros de margas não é uma tarefa fácil (Mieussens, 1997 e Maranha das Neves, 1998) pois requer o uso de modelos de comportamento aplicáveis a materiais compactados não saturados que permitam simular a natureza evolutiva dos fragmentos que os constituem. Até à data, desconhece-se a existência deste tipo de modelos.

O aterro AT1 da A10 foi instrumentado para medição das deformações verticais e das sucções no solo durante a construção e nos dois anos seguintes. Os valores dos assentamentos medidos durante a construção foram comparados com os valores calculados na simulação numérica do aterro. Apesar de as calhas serem compatíveis com os instrumentos tradicionais para medição dos deslocamentos horizontais, estes foram medidos apenas após a construção pelo que não se apresentam neste artigo.

Para além da construção, foi também simulada a molhagem do aterro devido à chuva. Para o cálculo foi utilizado o CODE_BRIGHT (Olivella *et al.*, 1996), tendo-se adoptado um modelo mecânico aplicável a solos não saturados porque a molhagem corresponde a uma variação de sucção. A calibração do modelo foi efectuada com base nos resultados de ensaios laboratoriais realizados em provetes de margas e de margas tratadas com cal, compactadas em condições semelhantes às de obra.

A comparação dos resultados dos ensaios laboratoriais realizados em amostras de margas compactadas com e sem cal mostrou que a cal aumentou significativamente a rigidez. Foi analisada a possibilidade de ocorrência de fendilhação provocada pela diferença entre a rigidez do núcleo (margas compactadas sem cal) e das espaldas (margas compactadas com cal) visto ter-se adoptado um perfil zonado para o aterro. Tal diferença poderia ser responsável pelo desenvolvimento de tensões de tracção susceptíveis de originar fendilhação e consequente entrada franca de água no corpo do aterro. Se tal acontecesse perdiam-se os benefícios do tratamento.

Os resultados obtidos, tanto na análise das deformações verticais devido à molhagem como na análise de tensões devido à diferença de rigidez, permitiram extrair algumas conclusões sobre o tratamento das margas com cal para o caso particular dos aterros da A10.

2 – O ATERRO AT1

O aterro especial AT1 (Figura 1) foi construído em encosta e tem uma altura aproximada de 10 m medida no eixo da via. No perfil transversal da Figura 1 é visível o núcleo construído com margas (solo) e as espaldas construídas com margas tratadas com cal (solo-cal). Foram instalados sistemas de drenagem na base e nos taludes de modo a minimizar o acesso da água ao interior do aterro. O contacto entre o aterro e a fundação foi revestido com um geotêxtil. Os taludes foram revestidos com terra vegetal para sua protecção.

Para a construção do aterro utilizaram-se margas cinzentas não alteradas provenientes dos troços de escavação mais próximos. Trata-se de margas da zona de Arruda dos Vinhos, formação da Abadia, do Jurássico Superior (Jeremias, 1999). Da análise mineralógica das margas foi possível constatar a presença em maior proporção de calcite e quartzo, e ainda de mica, clorite, dolomite, feldspatos, paligorskite e caulinite. O seu teor em água natural apresenta valores médios de cerca de 9 %.

Foi prescrito (Cenorgeo, 2002) um intervalo de compactação definido no lado húmido da curva de compactação pesada. Com esta medida procurou-se obter uma fragmentação eficiente das margas durante a compactação. Tratando-se as margas compactadas de agregados de fragmentos de

margas com dimensões que poderão ser relativamente importantes, as consequências, no comportamento global do aterro, da evolução de fragmentos pequenos são menos relevantes do que as da evolução de fragmentos grandes. A eficiência do processo de compactação é visível na Figura 2, que mostra que a percentagem de finos aumentou de 50 % para 80 % (valores médios).

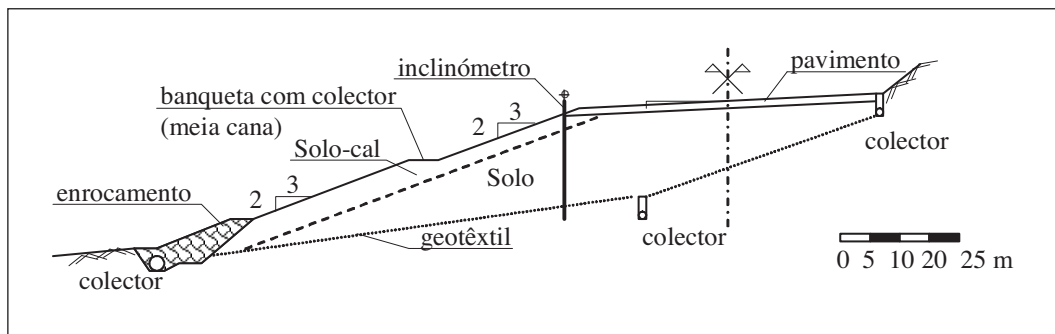


Fig. 1 – Perfil transversal-tipo do aterro AT1.

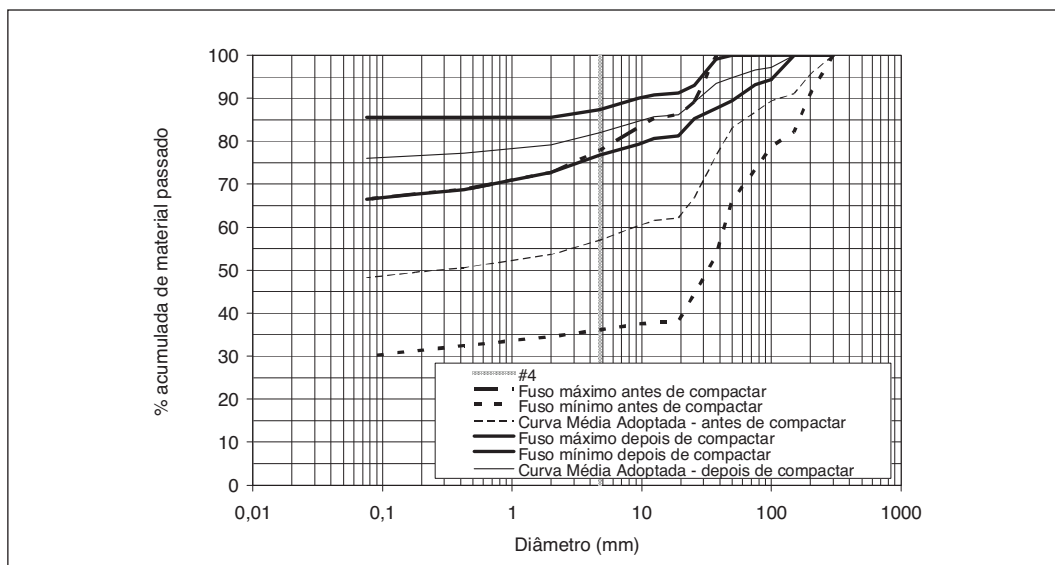


Fig. 2 – Granulometria antes e após a compactação.

A presença de minerais argilosos torna as margas adequadas para o tratamento com cal pois permite que ocorram as reacções químicas inerentes ao tratamento. Basicamente, estas consistem na troca de catiões Ca^{2+} da cal com os silicatos e aluminatos dos minerais argilosos (Bell, 1993). Quanto mais plástico for o solo maior quantidade há de catiões para troca e por isso é que o tratamento é aconselhável para solos argilosos.

No dimensionamento dos aterros (Cenorgeo, 2002), a prescrição da quantidade de cal a utilizar foi baseada nos resultados de ensaios efectuados em amostras com vários teores em cal (massa de cal por massa de sólidos), porque a relação entre o teor em cal e as melhorias introduzidas no comportamento do solo não é directamente proporcional (Clare e Cruchley, 1957 e Bell, 1993, por exemplo). Ainda na fase de Projecto foram efectuados ensaios para vários teores de cal (limites de

Atterberg, ensaios de compactação, CBR e ensaios de expansibilidade), tendo-se adoptado um teor em cal de 3,5 %.

Em obra foi utilizada cal viva da Lusical. A cal (em pó) foi aplicada com um espalhador (Figura 3a) sobre as margas hidratadas previamente. A passagem de uma fresadora (Figura 3b) misturava o solo com a cal e com a água assegurando uma mistura homogénea. A compactação foi efectuada com um cilindro vibrador liso. Até à data, a experiência em várias obras mostra que as boas características hidro-mecânicas conseguidas com o tratamento se mantém vários anos após a sua aplicação (Bell, 1993 e Khattab *et al.*, 2007, por exemplo).

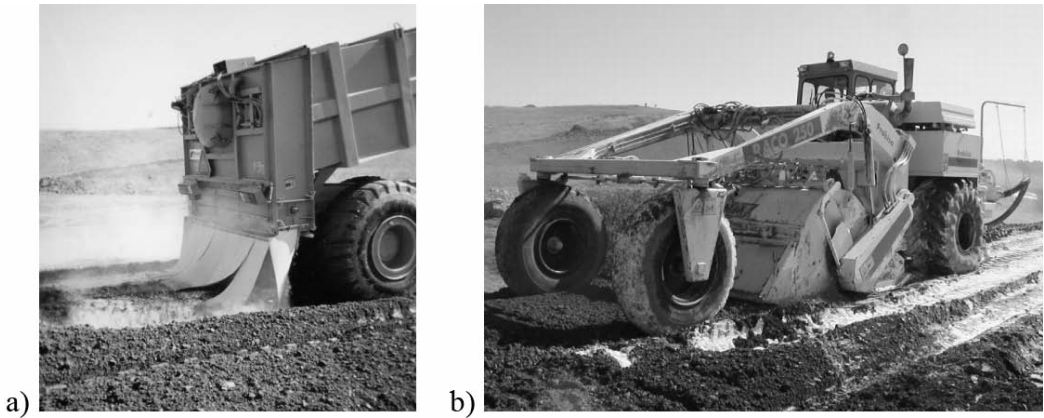


Fig. 3 – Equipamentos utilizados em obra para adição da cal: (a) Espalhadora, (b) Fresa.

O controlo da compactação em obra foi efectuada com base nas curvas de compactação determinadas sempre que se exploravam margas de novas manchas de empréstimo. Foram efectuados ensaios de compactação com energia igual à aplicada em obra (compactação pesada) de solo e de solo-cal. O Quadro 1 apresenta exemplos das curvas adoptadas em obra.

Quadro 1 – Curvas de compactação do solo e do solo-cal.

Material	Solo	Solo-cal (7 dias de cura, dados de obra)
w_{opt} (%)	11,8	15,9
$\gamma_{d,max}$ (kN/m ³)	20,3	17,9

Pela análise das curvas de compactação do solo e do solo-cal é possível constatar que a adição de cal reduz o peso volúmico seco máximo e aumenta o teor em água óptimo. Tal resultado era o esperado (Bell, 1993, por exemplo) e justifica-se pelo facto de ocorrer floculação após a adição da cal (redução do peso volúmico seco) e de ser necessário adicionar maior quantidade de água para sua hidratação (aumento do teor em água óptimo).

3 – INSTRUMENTAÇÃO

No talude, a cerca de 3m do topo, foram instaladas duas calhas inclinométricas para medição dos deslocamentos verticais (sistema de leitura INCREX) e horizontais (sistema de leitura tradicional) durante a construção e nos dois anos seguintes. A sua localização apresenta-se na Figura 4

(PK 1+150 e PK 1+250). O aterro tem cerca de 14 m de altura no local onde foram instalados os instrumentos.

O INCREX (Figura 5a) é um sistema para medições extensométricas de alta definição (precisão de $\pm 0,02$ mm, independentemente do comprimento do instrumento), com leituras de compressão/extensão de metro a metro. Os instrumentos instalados possuem anéis magnéticos exteriores à calha, solidarizados com o solo do aterro e espaçados de 1m na sua instalação. Os anéis podem deslizar ao longo do exterior da calha, acompanhando os deslocamentos do aterro segundo o eixo do instrumento. A unidade de leitura permite detectar os movimentos dos anéis, quantificando-os através de indução electromagnética entre as espiras do torpedo e os anéis. A sua instalação durante a construção foi descrita por Cardoso *et al.* (2006).

Infelizmente, as duas calhas foram partidas durante a construção e as leituras perderam a continuidade no tempo. As leituras consideradas neste artigo são as que foram efectuadas no final da construção, admitindo que a reparação das calhas não afectou a referenciação dos anéis situados a maiores profundidades. As leituras efectuadas serão apresentadas quando se efectuar a sua comparação com os valores de cálculo.

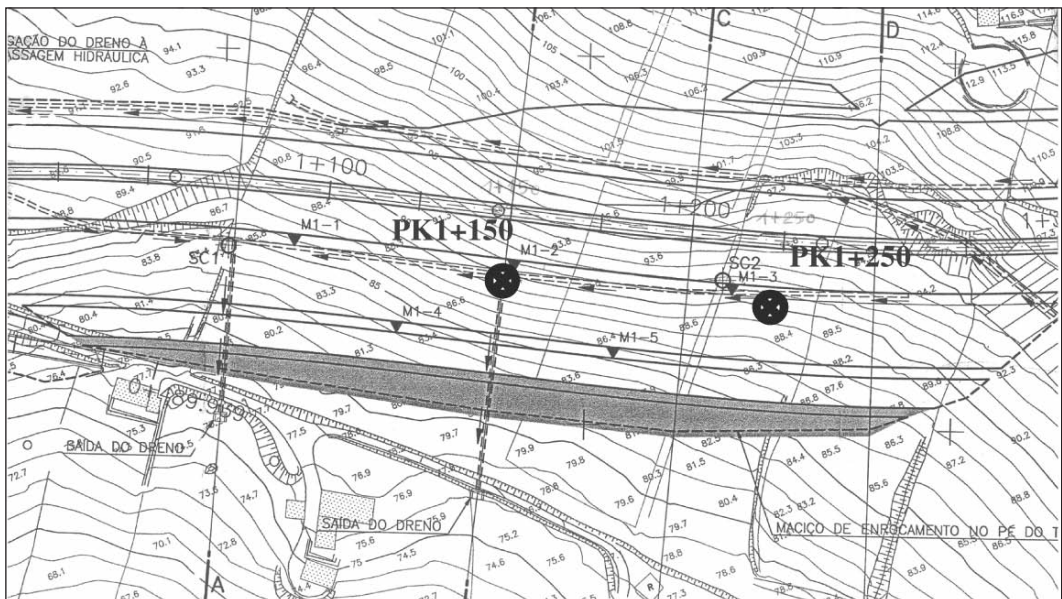


Fig. 4 – Localização dos dois inclinómetros (distanciados longitudinalmente de 100 m).

Para a medição de grandezas que permitem efectuar o cálculo das sucções no solo foram instalados sensores resistivos da Decagon, denominados ECH₂O (Figura 5b), que medem variações do teor em água ao longo do tempo. Com base no teor em água é possível obter os valores de sucção, utilizando para isso a curva de retenção do solo que será apresentada posteriormente.

Os sensores ECH₂O, com 20 cm de comprimento, foram instalados em dois perfis verticais (P1 e P2) próximos dos inclinómetros (cerca de 2 m segundo a direcção longitudinal e mantendo a mesma distância à berma). Cada perfil tem sete sensores espaçados verticalmente 1,5 m entre si. Na Figura 5b é visível que foram instalados na posição vertical para permitir o eventual escoamento de água em seu redor. O solo envolvente dos sensores mais próximos da fundação (5 sensores) é o do núcleo do aterro. O solo envolvente dos restantes (2 sensores ECH₂O) é solo-cal. Durante a instalação houve cuidados especiais para garantir um bom contacto solo-sensor e um peso volú-

mico seco aparente do solo semelhante ao do aterro da zona envolvente. Durante a instalação, foram ainda recolhidas amostras do solo para determinar o seu teor em água em laboratório e foi efectuada uma leitura do sensor para permitir aferir o grau de compactação do solo envolvente. Foram efectuadas 3 leituras diárias e registadas num datalogger (Figura 5b) enquanto os sensores se mantiveram em funcionamento (cerca de 12 meses após a sua instalação).

A calibração dos sensores ECH_2O foi efectuada em laboratório e consiste na determinação, para cada peso volúmico aparente seco, da relação entre a voltagem medida e o teor em água do solo. Os sensores são sensíveis a diferentes densidades do material e este dado é importante para se ter a noção do erro cometido nas leituras, especialmente porque é difícil, durante a instalação dos sensores, compactar o solo envolvente de forma a obter o peso volúmico seco aparente semelhante ao do corpo do aterro. Para a calibração dos sensores, prepararam-se três provetes com teores em água diferentes e para três pesos volúmcicos secos diferentes ($13,1 \text{ kN/m}^3$, $17,2 \text{ kN/m}^3$ e $18,2 \text{ kN/m}^3$). Os pesos volúmcicos secos foram escolhidos de modo a obter-se dados relativos a diferentes compactações, prevendo a eventualidade de não se conseguir, ao instalar os sensores ECH_2O , obter um peso volúmico seco elevado.

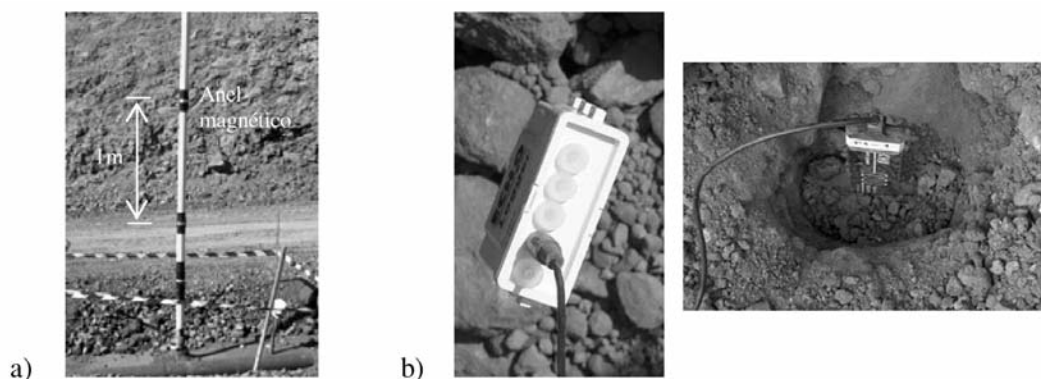


Fig. 5 – Instrumentação instalada no AT1: (a) Instrumento INCREX; (b) Medidor de teor em água ECH_2O da Decagon e respectivo datalogger.

A calibração dos sensores ECH_2O apresenta-se na Figura 6 e confirma que os sensores são sensíveis a diferentes densidades do solo pois a cada peso volúmico seco aparente corresponde uma recta diferente. No entanto o declive das rectas obtido por regressão linear é semelhante (o valor médio dos declives apresentados na Figura 6 é 19,9), apenas variando a ordenada na origem, que é crescente com o peso volúmico. Para a conversão da voltagem medida em teores em água adoptou-se a recta correspondente à do peso volúmico seco de $17,2 \text{ kN/m}^3$, escolhida em função da localização dos pontos obtidos com os dados lidos imediatamente após a instalação dos sensores. Para os sensores colocados em solo-cal admitiu-se, simplifcadamente, que a calibração era idêntica à dos sensores colocados em solo, dependendo apenas do peso volúmico aparente do solo-cal da camada envolvente.

4 – ENSAIOS DE LABORATÓRIO

4.1 – Características gerais das margas da Abadia

Na construção dos aterros da A10 foram utilizadas margas cinzentas, não alteradas. O peso volúmico das partículas sólidas é de $27,5 \text{ kN/m}^3$. A análise mineralógica foi descrita anteriormente.

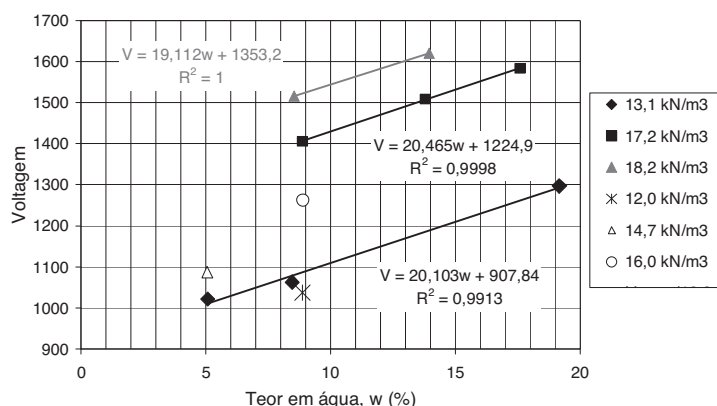


Fig. 6 – Curvas de calibração dos sensores ECH₂O (Maranha das Neves e Cardoso, 2006).

Os limites de Atterberg (limite de liquidez 37 % e índice de plasticidade 12 %) mostram baixa plasticidade para a fração fina. De acordo com o Quadro 2, estes valores correspondem a uma expansibilidade média a baixa.

Quadro 2 – Relações entre os limites de consistência e a expansibilidade expectável sugeridas por vários autores e sintetizadas por White e Bergeson (2002).

Autores	Relação e expansibilidade		
Holtz e Gibbs	IP<18%		Baixa
	15%<IP<28%		Média
	25%<IP<41%		Alta
	IP>35%		Muito alta
Seed <i>et al.</i>	IP<15%		Baixa
	10%<IP<30%		Média
	20%<IP<55%		Alta
	IP>40%		Muito alta
U.S. Department of the Army	$w_L < 50\%$	IP<15%	Baixa
	$50\% \leq w_L \leq 60\%$	10%<IP<30%	Média
	$w_L > 60\%$	20%<IP<55%	Alta

Foram realizados ensaios de compressão simples (ASTM D 2938-95) e ensaios de compressão diametral (ensaios brasileiros, ASTM D 3967-95) em provetes de rocha com sucções diferentes impostas através da técnica de equilíbrio de vapor. Os resultados apresentam-se na Figura 7 e confirmam que a rigidez e a resistência aumentam com a sucção. De acordo com os resultados dos ensaios brasileiros espera-se alguma resistência à tracção para as amostras saturadas.

Na Figura 7 também se apresenta a curva de retenção das margas, que consiste na relação entre o teor de água (ou grau de saturação) e a sucção instalada (Fredlund e Rahardjo, 1993). Para a imposição de sucções utilizou-se a técnica de equilíbrio de vapor em que a sucção total, ψ , é imposta com soluções normalizadas de sais cuja concentração permite impôr uma dada humidade relativa, RH (Romero, 2001). A relação entre a sucção e a humidade relativa é dada pela lei psicrométrica (equação 1) (Fredlund e Rahardjo, 1993), onde T é a temperatura absoluta, R é a constante universal dos gases (8,31 J/(mol K)), M é a massa molecular da água (18,018 kg/mol) e ρ_w é a massa volúmica da água (998 kg/m³ a 20°C).

$$\psi = -\frac{RT\rho_w}{M}\ln(RH) \quad (1)$$

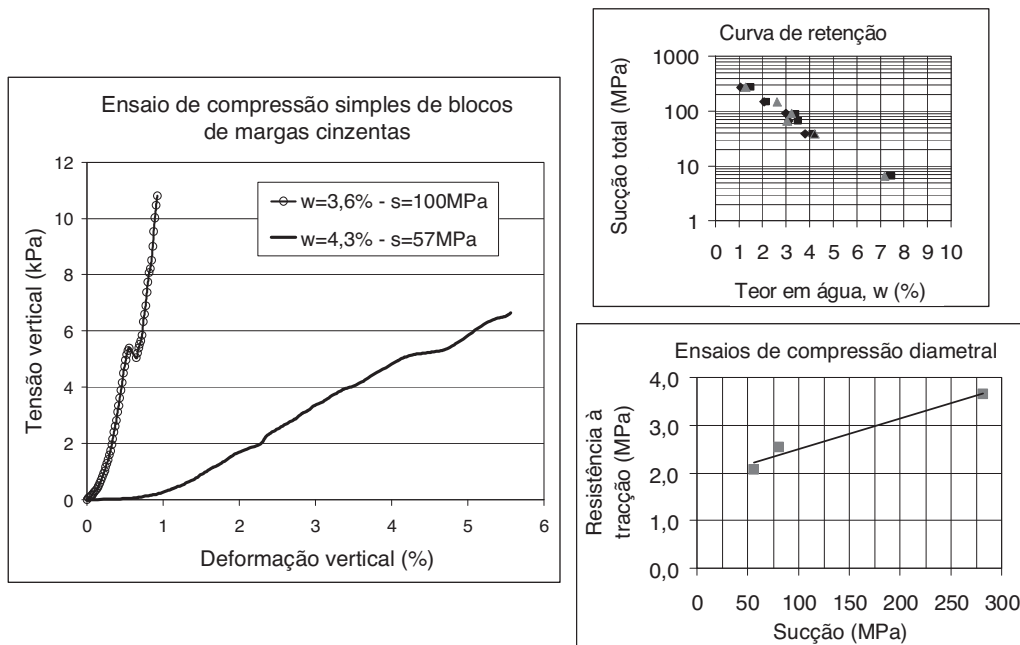


Fig. 7 – Caracterização das margas cinzentas: ensaios de compressão simples, curva de retenção e ensaios de compressão diametral (ensaio brasileiro).

4.2 – Margas compactadas

Foram efectuados ensaios de laboratório em amostras de margas com e sem tratamento, compactadas em condições semelhantes às de obra. Os objectivos dos ensaios foram caracterizar o potencial expansivo das margas, avaliar os efeitos do tratamento com cal nas suas características hidro-mecânicas e obter os parâmetros necessários para a calibração do modelo numérico do aterro. Salvo referência em contrário, as amostras ensaiadas foram compactadas nos pontos do intervalo $[w_{opt}, w_{opt}+2\%]$ das curvas respectivas apresentadas anteriormente no Quadro 1, de modo a simular as condições de obra.

4.2.1 – Ensaio de expansibilidade

Em células edométricas foram efectuados ensaios de embebição sob tensão vertical constante (Oliveira, 2006 e Maranha das Neves e Cardoso, 2006), tendo-se medido as deformações daí resultantes (norma ASTM D4546-96 (método B)). Na preparação das amostras foram deixados 2 mm de folga no topo dentro do anel para permitir que estas continuassem confinadas lateralmente em caso de expansão devido a molhagem.

Foram efectuados ensaios em amostras compactadas com energia de compactação leve e energia de compactação pesada e, para cada energia, nos pontos com teor em água $w_{opt}-2\%$, w_{opt} e $w_{opt}+2\%$. Prepararam-se três amostras em cada ponto, que foram embebidas sob tensões verticais diferentes (30 kPa, 100 kPa e 300 kPa). O Quadro 3 apresenta os resultados obtidos para os pontos correspon-

dentess à curva de compactação pesada. As deformações apresentadas, ϵ_v , foram calculadas com a equação 2, onde dh é a variação da altura e h_0 é a espessura inicial da amostra.

$$\epsilon_v = \frac{dh}{h_0} \times 100 \tag{2}$$

Quadro 3 – Deformações* medidas nos ensaios de expansibilidade de margas cinzentas para diferentes tensões verticais e para a energia de compactação pesada (Oliveira, 2006).

w _{ópt} -2%			w _{ópt}			w _{ópt} +2%		
30kPa	100kPa	300kPa	30kPa	100kPa	300kPa	30kPa	100kPa	300kPa
5,43%	2,66%	-0,49%	2,84%	1,26%	-0,17%	0,0%	-0,12%	-0,29%

*Valores positivos: empolamento. Valores negativos: colapso.

As cartas de expansibilidade apresentadas na Figura 8 para cada tensão vertical foram elaboradas com os resultados obtidos para as deformações devido a embebição considerando os pontos compactados com as duas energias de compactação.

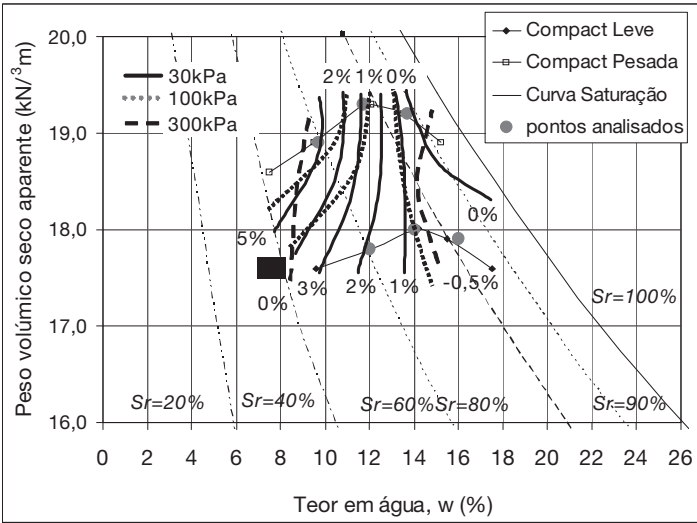


Fig. 8 – Carta de expansibilidade das margas compactadas medidas na embebição sob tensões verticais diferentes (Maranha das Neves e Cardoso, 2008).

De acordo com a Figura 8 e com o Quadro 3 é possível constatar que as amostras compactadas do lado seco apresentam maior expansibilidade do que as amostras compactadas do lado húmido e que a expansibilidade diminuiu com o aumento da tensão vertical. Tal pode explicar-se pelas diferenças na estrutura do material compactado com diferentes humidades pois as amostras compactadas do lado seco apresentam uma estrutura mais floculada, logo mais deformável (Suriol *et al.*, 2002 e Alonso, 2004). Este tipo de comportamento pode ser simulado recorrendo a um modelo de comportamento aplicável a solos não saturados tal como o *Barcelona Basic Model*, BBM (Alonso *et al.*, 1990).

Foi efectuado outro estudo (Maranha das Neves e Cardoso, 2006) onde foram compactadas várias amostras com diferentes energias de compactação e teores em água, de modo a obter vários

pontos do gráfico teor em água vs. peso volumico seco aparente. A sucção foi medida em cada amostra para a elaboração da carta de sucções que se apresenta na Figura 9. A medição de sucções nessas amostras foi efectuada com dois tipos de psicrómetros: transistores SMI (Dimos, 1991 e Cardoso *et al.*, 2007) e o equipamento Water Dewpoint Potentiometer, WP4, da Decagon (WP4, 2000, Leong *et al.*, 2003, Cardoso *et al.*, 2007). Basicamente, o modo de funcionamento destes equipamentos consiste em medir as diferenças de temperatura devidas ao processo de equilíbrio entre a humidade relativa do solo e a humidade da câmara isolada onde a amostra é colocada durante a medição da sucção. A variação de temperatura é relacionada com a variação de humidade relativa/sucção através de relações de equilíbrio termodinâmico (lei psicrométrica equação 1).

Na embebição (sucção final nula) a variação de sucção é maior nas amostras compactadas no lado seco do que nas amostras compactadas no lado húmido (maior grau de saturação), justificando as maiores expansões medidas nas amostras compactadas do lado seco (Quadro 3). No entanto, independentemente do lado da curva, verifica-se que os valores medidos são relativamente baixos, o que se pode justificar pelo facto de as margas terem potencial expansivo médio a baixo, referido anteriormente (Quadro 2), e também porque as variações de sucção devido à embebição são baixas (inferiores a 2 MPa). Pela análise da Figura 9 é possível verificar que, no intervalo de compactação prescrito, as amostras têm um grau de saturação superior a 70 % a que correspondem sucções inferiores a 1,2 MPa. Deste modo não serão esperadas deformações relevantes no aterro em caso de molhagem.

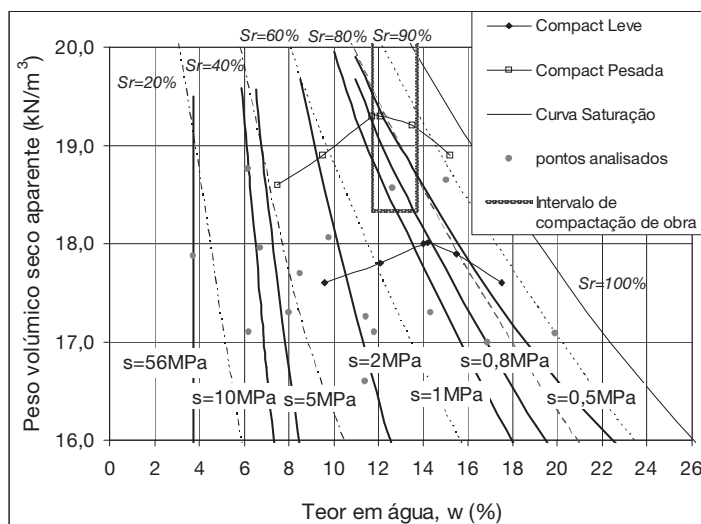


Fig. 9 – Carta de sucções das margas compactadas (Maranha das Neves e Cardoso, 2006).

4.2.2 – Efeitos da adição da cal

Os efeitos da adição da cal foram avaliados através da comparação dos resultados de ensaios idênticos realizados em provetes de margas compactadas sem e com a cal (3,5 % de cal), denominadas respectivamente por solo e solo-cal.

O Quadro 4 apresenta algumas características importantes da fracção fina verificando-se que o tratamento não altera significativamente o limite de liquidez, mas aumenta o limite de plasticida-

de de 22 % para 29 % e reduz o índice de plasticidade de 12 % para 7 %, traduzindo a diminuição da plasticidade do solo e da actividade da fracção argilosa. Trata-se de uma melhoria global nas características de trabalhabilidade e de expansibilidade, que altera a classificação da fracção fina de CL para ML.

Tal melhoria pode ser explicada pelas reacções químicas que ocorrem logo após a adição da cal e da água, pois forma-se uma espécie de gel que envolve os finos do solo, agregando-os (Bell, 1993, por exemplo). Com a cura da cal, a médio prazo, o gel endurece formando-se as pozolanas que correspondem à cimentação do solo. A cimentação é que explica o acréscimo de resistência e de rigidez observado após o tratamento. Esta reacção é acompanhada de subida do pH pois a hidratação da cal é uma reacção alcalina. Tal confirmou-se em obra pois o pH medido com papel indicador universal numa amostra de margas após o tratamento subiu de 7 para 12, confirmando que a reacção se estava a processar.

Quadro 4 – Características das margas antes (solo) e após o tratamento (solo-cal).

	Limite de liquidez	Limite de plasticidade	Índice de plasticidade	Classificação da fracção fina
Solo	37 %	25 %	12 %	CL
Solo-cal	36 %	29 %	7 %	ML

Através dos resultados de porosimetrias por intrusão de mercúrio em amostras de solo e de solo-cal (Figura 10) foi possível constatar que a adição de cal não alterou significativamente a distribuição dos vazios mas a sua dimensão média diminuiu de 149 nm para 110 nm. Este resultado parece ser incoerente se se considerar que o peso volúmico aparente seco do solo-cal é inferior ao do solo, esperando-se por isso vazios maiores. No entanto, esses vazios foram preenchidos com os produtos da reacção da cal com o solo (fotografias de microscópio electrónico apresentadas por Locat *et al.*, 1990, e Lav e Lav, 2000, mostram a formação de cristais após o tratamento com cal respectivamente de argilas e de cinzas volantes). A diminuição das dimensões do volume de vazios explica a diminuição da permeabilidade saturada, pois após o tratamento esta reduziu-se de $8,7 \times 10^{-11}$ m/s para $4,9 \times 10^{-11}$ m/s.

Foram determinadas as curva de retenção do solo e do solo-cal (Figura 11), que foram ajustadas pela equação 3 de van Genuchten (1980), onde S_e é o grau de saturação e a sucção é a diferença entre a pressão de ar, P_g ($P_g = p_{atm} = 0,1$ MPa), e a pressão de líquido, P_l . P e λ são parâmetros ajustados com os dados experimentais (Quadro 5). As diferenças nas duas curvas de retenção (Figura 11) podem ser explicadas pelas diferenças nas dimensões dos vazios (Figura 10) após o tratamento (Russo *et al.*, 2007).

$$S_e = \left[1 + \left(\frac{P_g - P_l}{P} \right)^{\frac{\lambda}{1-\lambda}} \right]^{-\lambda} \quad (3)$$

Durante a secagem, para valores de teor em água em que se pode considerar que esta se encontra livre para percolar é possível medir maiores sucções no solo-cal do que no solo, acontecendo o inverso na molhagem. A maior histerese medida no solo-cal deve-se ao estreitamento dos vazios, o que dificulta a percolação.

Para calibração do modelo numérico do aterro foram realizados ensaios edométricos e ensaios triaxiais, todos eles em amostras compactadas saturadas, e ensaios de compressão não confinada em amostras compactadas não saturadas. A comparação dos resultados também permite avaliar os efeitos do tratamento que, tal como esperado, aumentou significativamente a rigidez e a resistência.

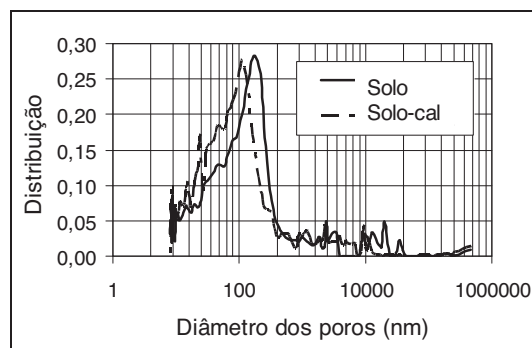


Fig. 10 – Porosimetria por intrusão de mercúrio (Maranha das Neves e Cardoso, 2008).

Quadro 5 – Parâmetros de calibração das curvas de retenção.

Material	Solo		Solo-cal	
	Secagem	Molhagem	Secagem	Molhagem
P (MPa)	0,18	0,31	0,08	0,51
λ	0,23	0,23	0,20	0,25

Os resultados dos ensaios edométricos (ASTM D 2435-96) apresentam-se no Quadro 6 e na Figura 12a para o solo e Figura 12b para o solo-cal. O Quadro 6 também apresenta o valor do índice de recompressibilidade isotrópica para variações de tensão isotrópica, κ , calculada com os dados do ensaio edométrico admitindo, simplificadamente, que as tensões horizontais eram metade das tensões verticais. Tal como esperado e reportado na bibliografia (Rao e Shivananda, 2005, por exemplo), o tratamento com cal diminuiu a compressibilidade das margas ($m_{v,solo} = 2,4m_{v,solo-cal}$ e $C_{c,solo} = 1,93C_{c,solo-cal}$). O coeficiente de consolidação, c_v , aumentou após o tratamento, o que é coerente com a diminuição do índice de plasticidade e , consequentemente da actividade da fracção argilosa (Bell, 1993).

Aproveitou-se a realização dos ensaios edométricos saturados para medir a expansibilidade do solo e do solo-cal, pois a embebição foi efectuada sob duas tensões verticais diferentes (25 kPa e

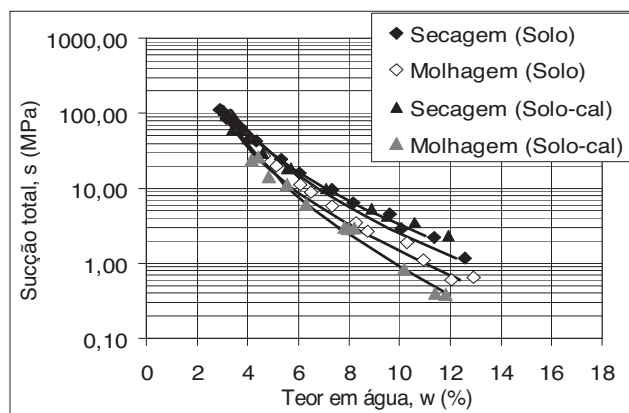


Fig. 11 – Curvas de retenção (Maranha das Neves e Cardoso, 2008).

Quadro 6 – Dados relativos à compressibilidade saturada do solo e do solo-cal

Ensaio	c_v (mm ² /min)	m_v (MPa ⁻¹)	C_s	C_e	κ	σ_{ced} (kPa)
Solo (Lynce de Faria, 2007)	10,60	0,0502	0,022	0,185	0,008	≅ 1000
Solo-cal (Godinho, 2007)	14,23	0,0209	0,008	0,096	0,003	≅ 1250

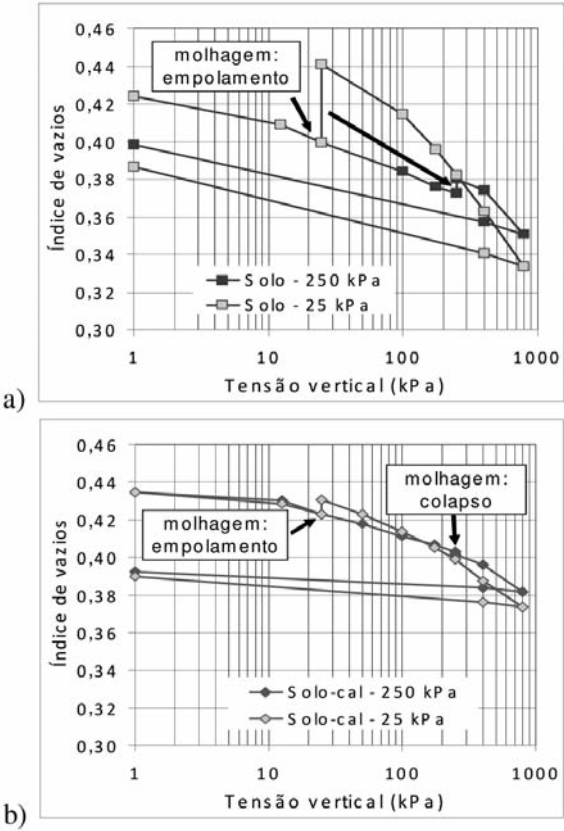


Fig. 12 – Ensaio edométrico com embebição: (a) solo; (b) solo-cal.

250 kPa). Os ensaios edométricos das amostras embebidas sob tensão vertical de 25 kPa forneceram a informação relativa à compressibilidade saturada (Quadro 6). O Quadro 7 apresenta a comparação dos resultados de ensaios de expansibilidade realizados nos dois materiais (deformações calculadas com a equação 2). Com os resultados destes ensaios foi possível determinar o valor do índice de recompressibilidade isotrópica para variações de sucção, κ_s (Quadro 7) (Alonso *et al.*, 1990). Os resultados obtidos confirmam que a adição de cal reduziu o potencial expansivo das margas pois as deformações elásticas devido a variações de sucção reduzem-se cerca de 4 vezes ($\kappa_{s,solo-cal} = 4\kappa_{s,solo}$). Devido à adição da cal o potencial expansivo das margas alterou-se de médio para baixo, o que é confirmado pela redução do índice de plasticidade e pela classificação apresentada anteriormente no Quadro 2.

Quadro 7 – Resultados dos ensaios de expansibilidade

Material	Solo (Lynce de Faria, 2007)			Solo-cal (Godinho, 2007)		
Tensão de embebição	ε_v (%)		κ_s	ε_v (%)		κ_s
$\sigma_v = 25$ kPa	2,90	Empolamento	0,0013	0,55	Empolamento	0,0003
$\sigma_v = 250$ kPa	0,53	Empolamento		-0,12	Colapso	

O tipo de deformações medidas durante a saturação também permite confirmar o valor da tensão de cedência. Por aplicação do *Barcelona Basic Model* (BBM), um solo exhibe empolamento se a molhagem é feita sob tensões inferiores à tensão de cedência saturada (comportamento elástico), ou empolamento seguido de colapso caso contrário (comportamento elasto-plástico). Constata-se que a tensão de cedência do solo é superior a 250 kPa pois regista-se empolamento na saturação sob esta tensão. Mas a tensão de cedência do solo-cal deve estar próxima deste valor pois na molhagem, para esta tensão, já se regista um pequeno colapso.

Foram realizados ensaios triaxiais saturados consolidados não drenados (norma ASTM D 4767-95) com medição das pressões intersticiais. Para os dois materiais adoptaram-se 50 kPa, 100 kPa e 200 kPa para tensões de consolidação. O carregamento foi efectuado com aumento da tensão vertical. O Quadro 8 apresenta os valores do módulo de distorção, G , e do ângulo de resistência ao corte no estado crítico, $\phi'_{crítico}$, medidos nos ensaios. Como a adição de cal estabelece ligações cimentícias entre as partículas, apresentam-se, no caso do solo-cal, os valores de c'_{pico} e ϕ'_{pico} . Tal como seria de esperar, a adição da cal aumentou a rigidez e a resistência das margas.

Quadro 8 – Síntese dos resultados dos ensaios triaxiais e dos ensaios de compressão simples

	Ensaio triaxiais (saturados)				Ensaio de compressão simples (não saturados)	
	G (MPa)	c'_{pico} (kPa)	ϕ'_{pico}	$\phi'_{crítico}$	E_u (MPa)	S_u (kPa)
Solo (Lynce de Faria, 2007)	20	0	31°	31°	50	325
Solo-cal (Godinho, 2007)	60	12	53°	37°	180	560

O comportamento dos provetes de solo-cal mostrou que este se encontrava fortemente sobreconsolidado para as tensões de consolidação mais baixas (50 kPa e 100 kPa). Para os provetes de solo, o grau de sobreconsolidação não foi suficientemente elevado para se observarem comportamentos dilatantes. Na rotura dos vários provetes de solo não se observou uma superfície bem marcada (Figura 13a) confirmando a ductilidade medida durante o corte. Para os provetes de solo-cal, no entanto, a adição da cal relevou-se importante visto ter sido observado um comportamento marcadamente dilatante. Independentemente da tensão de consolidação, foram medidas durante os ensaios pressões intersticiais negativas, valores de tensão deviatória de pico e rotura frágil com a formação de uma superfície de deslizamento bem marcada (Figura 13b). Tal justifica-se pela já referida cimentação do solo devido à adição da cal. Refere-se ainda que a saturação dos provetes de solo-cal permitiu a hidratação da cal e o tempo em que decorreu (superior a 30 dias), que foi o tempo de cura, possivelmente permitiu a formação das pozolanas que permitiram aumentar significativamente a resistência das margas.

O Quadro 8 também apresenta os resultados dos ensaios de compressão simples (resistência não drenada, S_u , e módulo de Elasticidade, E) em amostras não saturadas de solo e de solo-cal. O valor de E corresponde a um módulo secante (em 0,1% da deformação vertical).

Os resultados dos ensaios confirmam que o tratamento com cal aumenta a rigidez ($G_{\text{solo-cal}}=3G_{\text{solo}}$ e $E_{\text{solo-cal}}=3,5E_{\text{solo}}$) e a resistência das margas, tanto saturada ($\phi'_{\text{crítico,solo}}=31^\circ$ e $\phi'_{\text{crítico,solo-cal}}=37^\circ$), como não saturada ($S_{u,\text{solo-cal}}=1,8S_{u,\text{solo}}$). Relativamente às margas tratadas com cal, os resultados dos ensaios triaxiais saturados e os resultados dos ensaios de compressão simples não saturados não são directamente comparáveis pois os tempos de cura são diferentes devido à duração de cada ensaio.

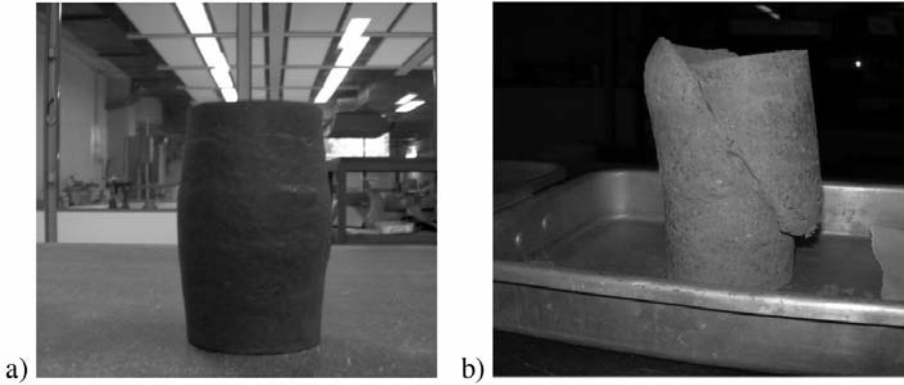


Fig. 13 – Provetes após o ensaio (tensão de consolidação de 100 kPa): (a) solo e (b) solo-cal.

5 – MODELAÇÃO DO ATERRO AT1

5.1 – CODE_BRIGHT

Os programas de cálculo comerciais utilizados em projecto geotécnico geralmente não permitem o cálculo de deformações devido ao colapso ou empolamento do material após molhagem. A molhagem ou secagem do solo corresponde a uma variação de sucção pelo que é necessário dispor de modelos de comportamento que incluem a sucção como variável de estado para que seja possível calcular deformações devido à sua variação. Adoptou-se o *Barcelona Basic Model*, BBM (Alonso *et al.*, 1990) para modelo de comportamento mecânico. Consideraram-se apenas as deformações volumétricas plásticas, $d\varepsilon_v$, calculadas (equação 4) em função do índice de vazios inicial, e_0 , da variação de tensão, p' , e da variação de sucção, s . Os parâmetros κ e κ_s foram definidos nos Quadros 6 e 7, respectivamente. Admitiu-se que o solo e o solo-cal têm comportamento elástico pois face às tensões instaladas em resultado da compactação e tendo em atenção que a sucção vai diminuir, não são atingidas as duas superfícies de cedência do modelo, isto é, *loading collapse* LC e *suction increase* SI (Alonso *et al.*, 1990).

$$d\varepsilon_v = \frac{\Delta e}{1 + e_0} = -\frac{\kappa}{1 + e_0} \Delta \ln(-p') - \frac{\kappa_s}{1 + e_0} \Delta \ln \left[\frac{s + 0,1}{0,1} \right] \quad (4)$$

As tensões médias de compressão, p' , são tensões efectivas e são calculadas com a equação 5. A sucção, s , é calculada com a equação 6. P_g e P_l foram definidos anteriormente e p é a tensão total média de compressão.

$$p' = p - \max\{P_g; P_l\} \quad (5)$$

$$s = P_g - P_l \quad (6)$$

Para o cálculo utilizou-se o programa CODE_BRIGHT (Olivella *et al.*, 1996 e UPC-DLT, 2002), que efectua uma análise hidro-mecânica acoplada através do balanço de massa de sólidos, balanço de massa de água na fase líquida e vapor e do equilíbrio de tensões. O solo é assumido como um meio poroso deformável, logo as deformações correspondem a variações de porosidade que afectam o fluxo de líquido e de vapor no seu interior. Por outro lado, como se está a utilizar um modelo de comportamento não saturado, as variações de sucção (ou da diferença entre a pressão de líquido e a pressão de gás) são responsáveis por deformações.

A pressão de líquido é obtida através do fluxo de água calculado com a lei de Darcy considerando que a permeabilidade k (equação 7) é função da viscosidade da água, μ_l ($\mu_l = 1 \times 10^{-9}$ MPa.s a 20°C), da permeabilidade intrínseca saturada, k_{int} , e da permeabilidade intrínseca da fase líquida do material, k_{rl} . Esta última varia com o grau de saturação, S_e (equação 8, onde $A=1$ e $\alpha=3$ são constantes adoptadas por defeito no programa). O grau de saturação é definido em função da pressão de água presente no solo e é calculado com a curva de retenção (equação 3).

$$k = \frac{k_{int} k_{rl}}{\mu_l} \quad (7)$$

$$k_{rl} = AS_e^\alpha \quad (8)$$

Admitindo que o solo é um meio poroso deformável, a permeabilidade intrínseca saturada, k_{int} , depende da porosidade n e é calculada pela expressão de Kozeny (equação 9), onde k_0 é a permeabilidade intrínseca saturada de referência medida para a porosidade n_0 . A porosidade define-se através do índice de vazios ($n_0 = 0,34$ para o solo e $n_0 = 0,34$ para o solo-cal, na compactação).

$$k_{int} = k_0 \frac{n^3}{(1-n)^2} \frac{(1-n_0)^2}{n_0^3} \quad (9)$$

Os valores para as várias constantes adoptados na calibração do modelo de cálculo foram definidos com base nos ensaios descritos anteriormente (Quadros 5, 6, 7 e 8) e apresentam-se no Quadro 9. Considerou-se apenas o ramo de molhagem da curva de retenção.

5.2 – Sucção inicial

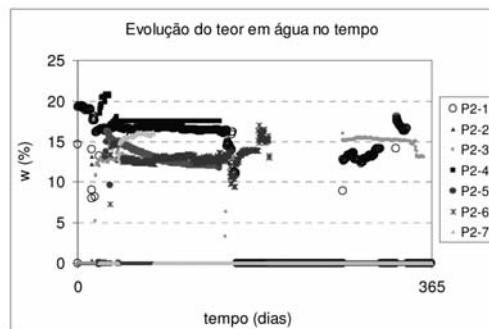
Para o cálculo é necessária uma sucção inicial cuja variação, na molhagem ou secagem, é responsável por deformações (equação 4). A sucção no solo também afecta a sua rigidez para variações de tensão média efectiva (quanto mais seco mais rígido é o solo), no entanto, como se está admitir comportamento elástico pode-se desprezar a sua influência e adoptar uma compressibilidade κ constante (Alonso *et al.*, 1990).

A determinação da sucção inicial para o modelo foi feita com base nas leituras da instrumentação de obra. Foi possível obter leituras fiáveis durante o ano seguinte à instalação dos sensores, mas alguns deles deixaram de funcionar ou apresentam leituras oscilantes. A Figura 14a mostra a evolução das leituras no tempo para o perfil vertical P2 (P2-1 a P2-5 instalados em solo; P2-6 e P2-7 instalados em solo-cal). Nesta figura observa-se uma fase inicial que corresponde ao equilíbrio do

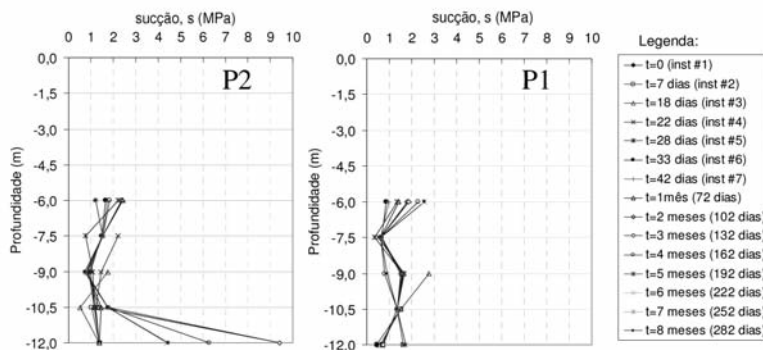
Quadro 9 – Constantes para calibração do modelo do aterro.

Parâmetro	Significado	Solo	Solo-cal
κ	índice de recompressibilidade isotrópica para variações de tensão média efectiva	0,009	0,003
κ_s	índice de recompressibilidade isotrópica para variações de sucção	0,0013	0,0003
G	Módulo de distorção	20	70
ν	Coefficiente de Poisson	0,3	0,3
λ	Parâmetro de ajuste da curva de retenção	0,23	0,20
P	Parâmetro de ajuste da curva de retenção	0,18 MPa	0,08 MPa
k_o	Permeabilidade intrínseca (isotrópica)	$9 \times 10^{-21} \text{ m}^2$	$5 \times 10^{-21} \text{ m}^2$
n_o	Porosidade inicial	0,34	0,34
A	Constante	1	1
α	Constante	3	3

teor em água da camada logo após a sua compactação. Pode-se considerar que o teor em água tende para 15 % apesar da dispersão nas leituras. Consta-se ainda que não é possível fazer distinção entre os valores lidos nos sensores instalados em solo e nos instalados em solo-cal.



a) evolução das leituras de teor em água no tempo (perfil vertical P2)



b) Evolução das sucções em profundidade para os dois perfis verticais instrumentados

Fig. 14 – Leituras dos sensores de teor em água e sucções correspondentes.

A Figura 14b mostra a evolução das leituras no tempo para os vários sensores instalados nos dois perfis instrumentados, após terem sido convertidas para sucção. Nessa figura é possível constatar que os sensores são sensíveis às oscilações das propriedades (teor em água e peso volumico seco aparente) na compactação das diferentes camadas de aterro onde foram instalados, mas que os valores medidos em todas as profundidades tendem para valores entre 0,5 MPa e 2 MPa após o tempo inicial de equilíbrio referido anteriormente. Da análise desta figura pode-se assumir que a sucção no aterro é constante em profundidade, adoptando-se o valor de 1,2 MPa que corresponde ao valor médio do intervalo de oscilação das leituras.

Na ausência de instrumentação há várias possibilidades para definir o valor a adoptar para a sucção inicial. Uma delas é através da curva de retenção, que relaciona o teor em água na compactação com a sucção correspondente (aproximadamente 1,2 MPa para os dois materiais). A outra é com base na carta de sucções (Figura 9), obtendo-se sucções inferiores a 1,2 MPa no intervalo de compactação (para o solo). Os valores obtidos nestas duas alternativas são semelhantes e concordes com os valores lidos pela instrumentação, pelo que se adoptou 1,2 MPa para sucção inicial nos dois materiais, admitindo que todas as camadas foram compactadas nas mesmas condições.

Nos cálculos antes da molhagem manteve-se a sucção constante em profundidade porque se desprezou possíveis desvios no teor em água de compactação das várias camadas. Também se desprezou a eventual secagem do material devido à acção atmosférica, mas que podiam ter sido simuladas com CODE_BRIGHT se existissem dados suficientes para quantificar esta acção. De qualquer forma, os valores de cálculo, considerando ou desprezando as trocas de vapor de água com a atmosfera, não devem conduzir a valores muito diferentes pois os coeficientes de permeabilidade do solo e do solo-cal são bastante baixos.

5.3 – Modelo numérico

Foi efectuada uma análise em deformação plana do aterro AT1 onde se simulou a sua construção e a molhagem dos taludes por acção da chuva para quantificação das deformações. Na molhagem não se considerou entrada de água pelo pavimento pois admitiu-se que o betuminoso garante a impermeabilização nessa fronteira.

A Figura 15 mostra a malha de elementos finitos (elementos de quatro nós) utilizada para modelar o aterro. Considerou-se que os deslocamentos estavam impedidos na fundação. Para além da molhagem, os carregamentos considerados aplicados através de cargas distribuídas foram o peso próprio do enrocamento do pé do talude (50 kN/m²) e do pavimento (1,2 kN/m²).

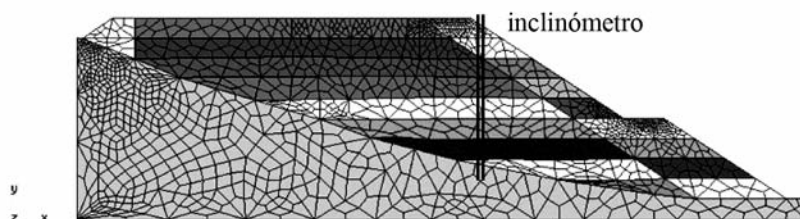


Fig. 15 – Malha de elementos finitos e etapas construtivas consideradas no cálculo.

Na Figura 15 também são visíveis a calha do inclinómetro e as várias fases construtivas (10 no total, correspondendo à construção de 9 camadas com 2 m de espessura, mais a construção do pavimento). A fase construtiva foi simulada por activação dos elementos de cada camada de aterro. A molhagem foi simulada impondo uma sucção nula durante 10 dias na superfície exposta às acções atmosféricas. Foi incluída a fundação do aterro tendo-lhe sido atribuída uma grande rigidez

de forma a ter deformações desprezáveis e uma sucção igual à do aterro para não permitir trocas de água com o aterro na zona de contacto (esta consideração é realista visto que toda a fundação é drenante). Tal como referido anteriormente, foi considerada uma sucção inicial de 1,2 MPa para os dois materiais. Os parâmetros adoptados para a calibração do solo e do solo-cal apresentaram-se anteriormente no Quadro 9.

6 – CÁLCULO DE ASSENTAMENTOS

6.1 – Assentamentos durante a construção

As Figuras 16a e 16b apresentam, respectivamente, os assentamentos calculados e medidos durante a construção (inclinómetro PK1+150, Figura 4). No caso dos assentamentos medidos em obra, os gráficos foram interrompidos porque as leituras foram efectuadas nos troços em que as calhas dos inclinómetros foram partidas. Admite-se que a leitura de dia 21 de Julho corresponde ao final da compactação e que a de 31 de Agosto já foi efectuada após a construção do pavimento. No outro instrumento foram medidos valores semelhantes.

Comparando as leituras com os valores calculados no final da construção do pavimento é possível constatar que as amplitudes dos assentamentos máximos e as profundidades a que se verificam são bastante próximas (medido: 23 mm a 5 m de profundidade; calculado: 32 mm a 7 m de profundidade, mas com tendência para aumentarem nos 5 m). A diferença foi cerca de 9 mm, que corresponde a um erro em termos de extensões verticais de 0,06 % (inclinómetro com 14 m de altura) o que é bastante aceitável.

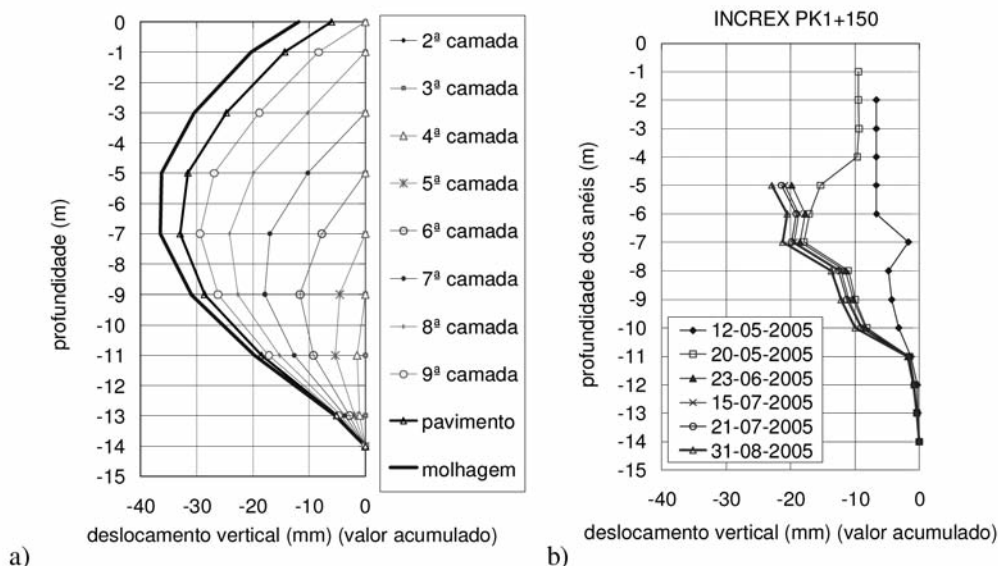


Fig. 16 – Assentamentos durante a construção: (a) calculados e (b) medidos em obra.

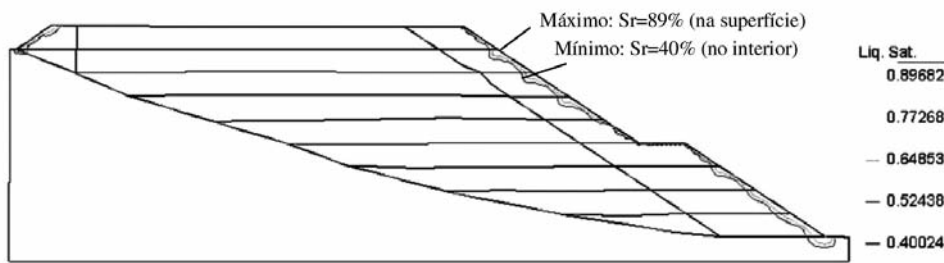
6.2 – Assentamentos devido à molhagem

Devido à baixa permeabilidade das margas tratadas com cal só foi possível atingir um grau de saturação de 89 % após 10 dias de manutenção da condição de saturação na fronteira correspondente ao talude. A água penetrou cerca de 50 cm nas espaldas, tal como apresentado na Figura 17a (a

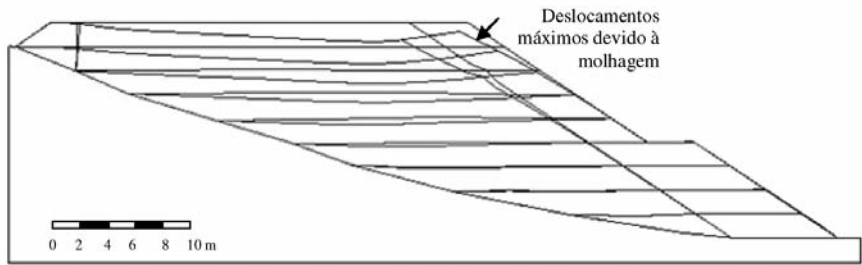
espessura mínima das espaldas é de 5 m, acima da banqueta). A Figura 17b apresenta a configuração deformada do aterro no final da simulação, indicando a localização das deformações verticais máximas apenas devido à molhagem (próximas do topo do inclinômetro, na esquina de topo do talude). Estas foram calculadas como sendo a diferença entre o deslocamento no final da molhagem e o deslocamento após a construção do pavimento. Os valores calculados nesse e em mais alguns pontos relevantes apresentam-se no Quadro 10 (aterro AT1), constatando-se que são insignificantes. Para idênticas condições de molhagem, se estas deformações ocorrerem não comprometerão o funcionamento do aterro em serviço.

Quadro 10 – Assentamentos apenas devido à molhagem (assentamentos: valores positivos).

	Topo do inclinômetro	Esquina do talude	Meia cana da banqueta
Aterro AT1	0,71	0,43	-0,17
Aterro sem a cal	0,71	0,46	-0,36



a) Frente de saturação no final da molhagem.



b) Configuração deformada do aterro no final da simulação (deslocamentos x 100).

Fig. 17 – Resultados do cálculo do aterro na molhagem.

7 – EFEITO DA INTRODUÇÃO DA CAL NO COMPORTAMENTO DO ATERRO

Um dos principais objectivos do tratamento das margas foi evitar deformações devido à sua degradação quando expostas às acções atmosféricas. Para avaliar a eficiência do tratamento compararam-se as deformações apenas devido à molhagem calculadas no AT1 e num aterro fictício semelhante mas com as espaldas construídas com margas sem tratamento. Os valores obtidos nos

dois casos apresentaram-se anteriormente no Quadro 3. A comparação permite constatar que o tratamento com cal diminui as deformações, mas a redução não é muito significativa porque os valores calculados sem o tratamento já de si são muito baixos. Tal explica-se pelo facto de as margas compactadas sem a cal também terem médio a baixo potencial expansivo, dado obtido nos ensaios de expansibilidade.

Os ensaios laboratoriais realizados comprovaram que o tratamento com cal aumenta a rigidez (Quadros 6 e 8). Como se adoptou um perfil zonado para o aterro há diferenças de rigidez entre o núcleo (margas sem tratamento) e as espaldas (margas tratadas) já que o núcleo é mais deformável. Estas diferenças podem ser responsáveis pelo aparecimento de tensões de tracção nas espaldas, provocando fendilhação. Se tal acontecer o tratamento será prejudicial pois as fendas permitirão o acesso da água da chuva ao interior do aterro, perdendo-se a protecção conferida pelo tratamento.

O aparecimento de fendilhação pode ser analisado através das tensões desenvolvidas na superfície dos taludes. A Figura 18 apresenta as tensões de tracção calculadas ao longo da face exposta do maior talude (desde a base até ao topo) após a construção do pavimento, tanto para o aterro AT1 como para o aterro fictício sem a cal. Identifica-se a localização da banquetta a meia altura e do pavimento (com uma seta). Pode considerar-se que só existem tracções numa faixa paralela à superfície do talude com aproximadamente 50 cm de espessura.

Na Figura 18 é visível que as maiores tensões foram calculadas no aterro construído com a cal e que se localizam perto da meia cana da banquetta, no talude superior (93 kPa com a cal e 2 kPa sem a cal), e sensivelmente a meio do talude inferior (57 kPa com a cal e 7 kPa sem a cal). As diferenças entre os valores calculados nos dois aterros comprovam que a diferença de rigidez devido ao tratamento induz tracções.

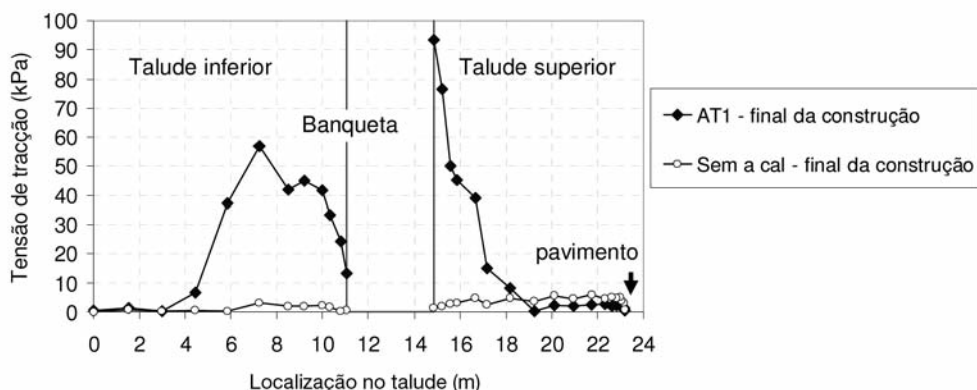


Fig. 18 – Tensões de compressão e tensões de corte no aterro no final da simulação (MPa).

O solo-cal deve possuir alguma resistência à tracção devido à cimentação, mas não foram realizados ensaios para a quantificar. Ficam no entanto indicações de que poderá haver fendilhação, mas provavelmente sem consequências para o interior do maciço já que as tracções se concentram na zona mais superficial.

Os valores das tensões de tracção apresentadas na Figura 18 foram calculados com as tensões verticais, horizontais e tangenciais cuja distribuição se apresenta na Figura 19. A figura diz respeito apenas ao modelo do aterro real em que as espaldas foram construídas com as margas tratadas com cal.

Na Figura 19, a distribuição das tensões verticais mostra que o cálculo conduz a valores de tensões aceitáveis pois os valores calculados na base do aterro (278 kPa) correspondem às tensões instaladas devido ao peso próprio de uma coluna de solo com 12 m de altura com peso volúmico aparente seco de 20,5 kN/m³ e teor em água de 9 %, mais a sobrecarga do pavimento.

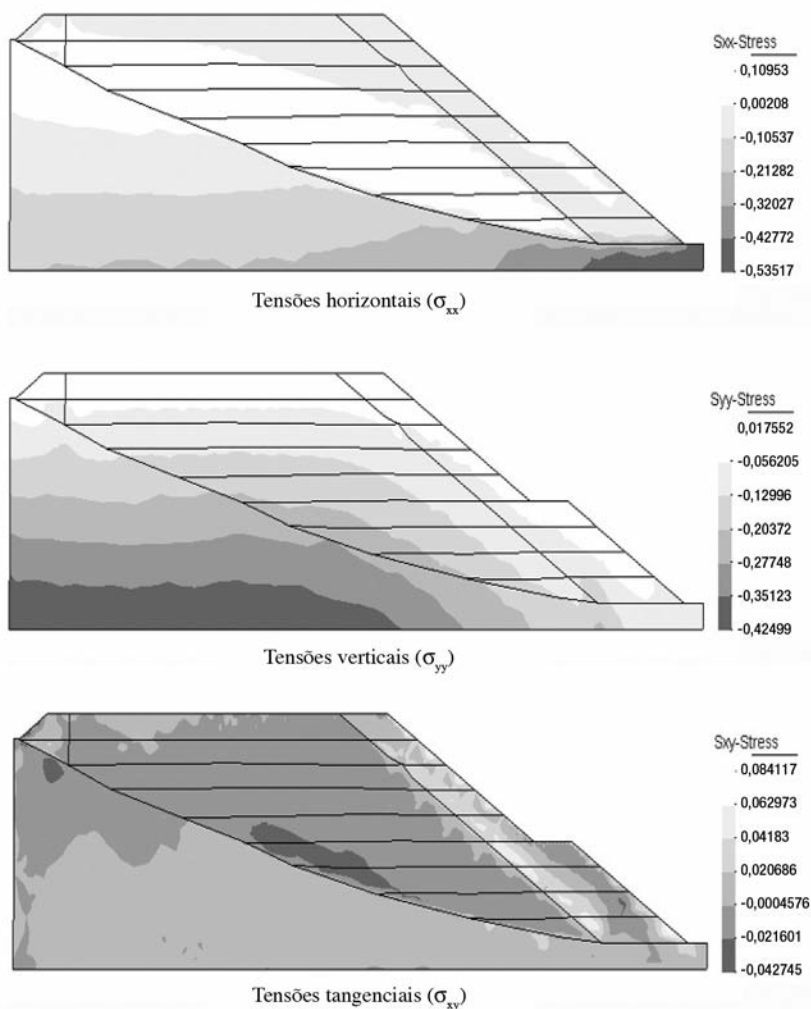


Fig. 19 – Tensões horizontais, verticais e de corte no aterro, no final da simulação (MPa).

Na Figura 19 também é visível que as tensões máximas de corte se localizam perto da fundação do aterro (43 kPa) e no contacto entre o solo e o solo-cal (84 kPa), mais junto à base do talude. No aterro sem a cal estes valores foram de 30 kPa e de 6 kPa, sendo as diferenças notórias na superfície de contacto dos dois materiais e explicáveis pelo contraste de rigidez.

8 – CONCLUSÕES

O modelo numérico do aterro AT1 da autoestrada A10 permitiu calcular os seus assentamentos não só durante a construção mas também por molhagem na fase pós construção, pela chuva. Durante a construção, a comparação entre as deformações (assentamentos e deslocamentos horizontais) calculadas e as medidas em obra permitiu verificar que os valores obtidos têm praticamente a mesma ordem de grandeza.

Os valores reduzidos obtidos no cálculo das deformações devidas à molhagem por efeito da chuva nos paramentos, mostram que estas não afectam o comportamento em serviço do aterro. Os valores calculados, admitindo que não se tinha efectuado o tratamento com cal das margas colocadas nas espaldas mostraram, como seria de esperar, deformações superiores. No entanto, em ambos os casos, as deformações têm um valor muito reduzido, o que se pode explicar pelo facto de as margas terem um potencial expansivo médio a baixo. Por outro lado, as condições adoptadas na compactação contribuíram em parte para esta redução pois verificou-se que o aterro exibía elevado grau de saturação. Estas condições harmonizam-se com os valores medidos nos ensaios laboratoriais para determinação da curva de retenção e da carta de sucções.

A avaliação relativa aos efeitos da rigidez introduzida pelo tratamento com cal das margas colocadas nas espaldas permitiu constatar ocorrência de tensões de tracção desenvolvidas na superfície dos taludes mas o valor de tais tensões é reduzido, daí não resultando fendilhação relevante ou com consequências graves. No entanto, com o tempo, a rigidez dos solos tratados com cal aumenta, aumentando também as tensões de tracção. Espera-se que o aumento da rigidez no tempo não seja significativo, mas é recomendável a realização de inspecções periódicas ao aterro durante a sua exploração para averiguar se existem fendas que possam facilitar a entrada de água no corpo do aterro.

Face às anteriores considerações, pode questionar-se a necessidade de se ter efectuado o tratamento nas margas dos aterros da A10. Conclui-se que os benefícios do uso da cal deverão ser fundamentados através de ensaios realizados em fase de projecto. Espera-se que o presente trabalho possa contribuir para a definição de alguns desses procedimentos.

9 – AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem à BRISA o financiamento e a permissão para publicar os resultados dos ensaios efectuados no âmbito do projecto de investigação. Agradecem igualmente o financiamento concedido pela FCT e pelo Programa Operacional para a Ciência e Inovação 2010 (ref. POCI/ECM/59320/2004). O primeiro autor agradece a bolsa concedida pela FCT (SFRH/BD/25846/2005) para permanência no estrangeiro.

Agradecem ainda ao LNEC, na pessoa da Investigadora Coordenadora Laura Caldeira, a disponibilidade demonstrada para a realização de alguns ensaios e ao Professor Eduardo Alonso da Universidade Politécnica da Catalunha, Barcelona, as trocas de impressões e a permissão para uso do CODE_BRIGHT e dos equipamentos do laboratório.

10 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Alonso, E.E.; Gens, A.; Josa, A. (1990) *A constitutive model for partially saturated soils*. Géotechnique, vol 40(3), pp. 405-430.
- Alonso E.E. (2004). *Suelos Compactados. Observaciones Experimentales y Modelo Constitutivo*. Carreteras – Extraordinario 2004 – El agua y la carretera – Revista Técnica de la Asociación Española de la Carretera, pp 262-312.
- ASTM D 3967-95a (2001). *Standard Test Method for Splitting Tensile Strength of Intact Rock Core Specimens*. ASTM.
- ASTM D 2938-95 (1995). *Standard Test Method for Unconfined Compressive Strength of Intact Rock Core Specimens*. ASTM.

- ASTM D 2435-96 (1996). *Standard Test Method for One-Dimensional Consolidation Properties of Soils*. ASTM.
- ASTM D 4546-96 (1996). *Standard Test Methods for One-Dimensional Swell or Settlement Potential of Cohesive Soils*. ASTM.
- ASTM D 4767-95 (1995). *Standard Test Method for Consolidated-Undrained Triaxial Compression Test on Cohesive Soils*. ASTM.
- Bell, F.G. (1993). *Engineering treatment of soils*. 1st ed., E & FN Spon, New York, 302 p.
- Cardoso, R.; Maranha das Neves, E.; Lopes, P.; Coelho, A. L.; Tavares, R. (2006). *Utilização de inclinómetros do tipo increx para medição de deslocamentos durante a construção de aterros*. Proc. 10º Congresso Nacional de Geotecnia. Lisboa, Portugal.
- Cardoso, R.; Romero, E.; Lima, A.; Ferrari, A. (2007). *A comparative study of soil suction measurement using two different high-range psychrometers*. 2nd Int. Conference Unsaturated Soils, Weimar, pp. 79-93.
- Clare, K.E.; Cruchley, A.E. (1957). *Laboratory experiments in the stabilization of clays with hydrated lime*. Géotechnique, vol 7, pp. 97-110.
- Cenorgeo (2002). *A10 - Auto-Estrada Bucelas/Carregado/A13. Sublanço Arruda dos Vinhos/IC11. Parte 1.2 - Terraplanagens do Sublanço*. Tomo 1 - Terraplanagens Gerais. Projecto de Execução.
- Dimos, A. (1991) *Measurement of soil suction using transistor pycrometer*. Internal Report IR/91-3, Special Research Section. Materials Technology Department, Vic. Roads.
- Fredlund, D. G.; Rahardjo H. (1993). *Soil Mechanics for Unsaturated Soils*, John Wiley & Sons. New York, 544 p.
- Godinho, N. (2007). *Estudo do comportamento hidro-mecânico de margas tratadas com cal*. Dissertação para a obtenção do grau de mestre por Bolonha, Instituto Superior Técnico.
- Jeremias, F. T. (1999). *Influência dos factores geológicos nas propriedades geotécnicas das rochas silto-argilosas*. Tese para a obtenção do grau de Especialista do Laboratório Nacional de Engenharia Civil.
- Khattab, S.A.A.,; Al-Mukhtar, M.; Fleureau, J-M. (2007). *Long term stability characteristics of a lime treated plastic soil*. J. Materials in Civil Engineering, ASCE, Vol. 19(4), pp. 358-366.
- Lav, A.H.; Lav, M.A (2000). *Microstructural Development Of Stabilized Fly Ash As Pavement Base Material*. Journal of Materials in Civil Engineering, Vol. 12(2), pp. 157-163.
- Leong, E.-C.; Tripathy, S.; Rahardjo, H. (2003). *Total suction measurement of unsaturated soils with a device using the chilled-mirror dew-point technique*. Géotechnique 53(2), pp 173–182.
- Locat, J.; Bérubé, M-A.; Choquete, M. (1990). *Laboratory investigations on the lime stabilization of sensitive clays: shear strength development*. Can Geotech. J., 27, pp. 294-304.
- Lynce de Faria, F. (2007). *Influência da molhagem após compactação no comportamento de um aterro da Auto-Estrada A10 Brisa*. Dissertação para a obtenção do grau de mestre por Bolonha, Instituto Superior Técnico.
- Maranha das Neves, E. (1998). *Aterros de solos argilosos rijos e rochas brandas*. Geotecnia 82, 17-33.

- Maranha das Neves, E.; Cardoso, R. (2006). *Projecto de investigação relativo ao comportamento estrutural do aterro com materiais não saturados - Aplicação aos aterros da A10, sublanço Arruda dos Vinhos/Carregado*. Estudo realizado para a Brisa Primeiro relatório. Relatório ICIST, ep nº 23/06.
- Maranha das Neves, E.; Cardoso, R. (2008). *Projecto de investigação relativo ao comportamento estrutural do aterro com materiais não saturados - Aplicação aos aterros da A10, sublanço Arruda dos Vinhos/Carregado*. Estudo realizado para a Brisa Relatório final. Relatório ICIST, ep nº 13/08.
- Mieussens, C. (1997). *Les remblais em marne - Études, pathologie et techniques de réparations*. Proceedings conferência LNEC, Lisboa.
- Olivella, S.; Gens, A.; Carrera, J.; Alonso, E. E. (1996). *Numerical formulation for simulator (CODE_BRIGHT) for coupled analysis of saline media*. Engineering computations, vol. 13(7), pp. 87-112.
- Oliveira, S. (2006). *Caracterização das Rochas Brandas Margosas in situ e dos respectivos aterros. Contribuição para a modelação do comportamento*. Dissertação de Mestrado. Lisboa: Universidade Nova de Lisboa.
- Rao, S.; Shivananda, P. (2005). *Compressibility behaviour of lime-stabilized clay*. Geotechnical and Geological Engineering, 23, pp. 309-319.
- Romero, E. (2001). *Controlled-suction techniques*. 4th National Brazilian Symposium on Unsaturated Soils, W.Y. Gehling e F. Schnaid (eds.), ABMS, Brazil, pp. 535-542.
- Russo, G.; Del Vecchio, S.; Mascolo, G. (2007). *Microstructure of a lime stabilised compacted clay*. 2nd Int. Conference Unsaturated Soils, Weimar, pp. 49-56.
- Suriol, J.; Gens, A.; Alonso, E.E. (2002). *Volumetric behaviour of a compacted soil upon wetting*. Proc. 3rd International Conference on Unsaturated Soils. Recife (Brasil) 2: 619-623.
- UPC-DLT (2002) CODE_BRIGHT - User's Guide. Departamento de Ingeniería del Terreno, E.T.S. Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Barcelona, Universidad Politécnica de Cataluña.
- Van Genuchten, M. T. (1980). *A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils*. Soil Sci. Soc. Am. J. 44, pp. 892-898.
- White, D.; Bergeson, K. (2002). *Empirical performance classification for cohesive embankment soils*. Geotechnical Testing Journal, vol. 25(1), pp. 70-77.
- WP4 (2000). *Water Dewpoint Potentiometer*. User's Manual. Decagon Devices, Inc. (www.decagon.com).

UM NOVO EQUIPAMENTO PARA A DETERMINAÇÃO DE PARÂMETROS GEOTÉCNICOS

New equipment for the determination of geotechnical parameters

Cláudio Fernando Mahler*

Amaury Resende Carvalho**

Ana Maria Miranda da Silveira***

RESUMO – Este trabalho apresenta um equipamento desenvolvido para obter parâmetros fundamentais do comportamento geotécnico de resíduos sólidos dispostos em aterros, os quais compreendem o peso específico, teor de umidade, capacidade de campo, peso específico médio dos sólidos e porosidade. Todos os componentes foram projetados para coletar amostras de resíduos sólidos no campo com o mínimo de perturbação. Com o objetivo de aferir o equipamento foram feitas diversas coletas de amostras, sendo os resultados comparados com valores determinados através do ensaio de cava *in situ* e da determinação do peso específico através do controle da pesagem na entrada do aterro e de medidas topográficas das células de resíduos. Os parâmetros geotécnicos obtidos com o novo equipamento apresentaram resultados bastante satisfatórios.

SYNOPSIS – This paper describes an equipment developed for obtaining of basic parameters of geotechnical behavior of solid waste in landfills which include specific weight, moisture content, on-site capacity, average specific weight of solids, and porosity. All parts of the equipment were designed to collect solid waste samples in the field with minimal disturbance of the sample. In order to check the equipment several samples were collected and the results compared with values from a slot test and *in situ* determination of the weight by control of the weighing of trucks at the entrance of the landfill and topographic measures of waste cells. The geotechnical parameters obtained from the new equipment showed quite satisfactory results.

PALAVRAS CHAVE – Equipamento, peso específico, resíduos sólidos, amostragem.

1 – INTRODUÇÃO

Para projetar um aterro sanitário diversas informações geotécnicas dos resíduos sólidos e dos solos são necessárias. Para obtê-las investigações geológicas, hidrogeológicas, meteorológicas e geotécnicas são essenciais. O projeto de um aterro sanitário exige procedimentos geotécnicos para análise da sua estabilidade, deformações e vida útil. Dentre os parâmetros cuja determinação é relevante, tem-se o peso específico, o qual é dependente das características dos resíduos, da compactação, da degradação, do gerenciamento dos gases e líquidos produzidos no aterro e da tensão confinante. É usado na análise de estabilidade e na previsão de vida útil do aterro. O teor de umidade, por sua vez, tem uma relação com o estado inicial, o percentual de matéria orgânica, procedimentos da sociedade na disposição dos resíduos, clima e, por fim, com a biodegradação e consequentemente com a produção de gás e lixiviado. Tanto o peso específico como a umidade são relevantes para o projeto dos sistemas de gás e drenagem. Por sua vez, a determinação da capacidade de campo e permeabilidade também são importantes para a obtenção do balanço hídrico, tendo, pois, influência no dimensionamento da cober-

* D.Sc., L.D. – COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil

** D.Sc – COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil

*** M.Sc. – Co-autora falecida em 2006. Homenagem dos outros autores à sua colaboração aos estudos de peso específico em aterros de resíduos sólidos.

tura e no sistema de impermeabilização do aterro. Também a porosidade é relevante pois está diretamente ligada à capacidade dos solos e dos resíduos reterem água. Assim, todos estes parâmetros são importantes no projeto e readaptação dos aterros sanitários durante a operação.

Para projetar corretamente um aterro sanitário, é importante e necessário conhecer as propriedades geotécnicas dos resíduos, as quais também variam de região para região e com o tempo, em função das modificações nos produtos e hábitos. Por exemplo, no Rio de Janeiro, o consumo de cerveja no verão é muito maior proporcionalmente ao inverno, quando se consome mais vinho. Desta forma, resíduos de vidro, crescem proporcionalmente no inverno. Mas no verão não há crescimento significativo de metais, tendo em vista que o Brasil é um dos países com maior percentual de reaproveitamento de alumínio.

Apresenta-se neste trabalho um equipamento relativamente simples, de fácil transporte e utilização. Este equipamento permite coletar amostras praticamente indeformadas, as quais podem ser posteriormente manipuladas de forma a fornecer valores de peso específico, capacidade de campo, peso específico médio dos grãos, umidade e porosidade, com boa precisão. A ideia central foi desenvolver um equipamento otimizando o processo de cravação do amostrador e sua retirada. No processo de cravação tornou-se possível controlar a verticalidade do sistema, usando um macaco hidráulico disposto numa estrutura apropriada para esse fim. É também importante controlar a deformação da amostra na extração simplificada. O procedimento permitiu assim obter, com rapidez, amostras pouco deformadas. Resultados dos ensaios realizados no Aterro Sanitário de Santo André e na lixeira de Paracambi são apresentados e discutidos neste trabalho, mostrando a boa exequibilidade e qualidade do equipamento aqui descrito.

2 – ATERROS ESTUDADOS

2.1 – Aterro Sanitário de Santo André / SP

Em 1987 se iniciou a segunda etapa do aterro que ocupava uma área de 217000 m². A altura de cada berma varia em torno de 5,0m, sendo fechada por camadas compactadas de espessura não inferior a 0,30m e não superior a 0,60m, dispostas em taludes com inclinação máxima de 1V:2H. Em cada camada, os resíduos sólidos são descarregados no pé do talude, empurrados de baixo para cima e compactados, primeiro, com 3 a 5 passadas de trator de esteiras tipo AT D8 e após, com 3 a 5 passadas de Rolo Compactador Pé de Carneiro pesando 20 t (somente no platô), operando com a capacidade de recepção de aproximadamente 20000 toneladas/mês de resíduos sólidos.

A cidade de Santo André tem uma população de 648443 habitantes (IBGE-2000) e fica na área metropolitana da Cidade de São Paulo.

Diversas composições gravimétricas dos resíduos sólidos dispostos no Aterro Sanitário de Santo André são apresentadas no Quadro 1 a seguir:

Quadro 1 – Composição Gravimétrica dos Resíduos Sólidos
– Município de Santo André/SEMASA (2001, 2006).

Tipo de Material	1992	1999	2004	2005
Papel e Papelão	7,6	17,4	9,0	7,0
Plástico	12,2	13,1	17,0	14,0
Vidro	2,3	1,9	1,0	1,0
Metal e Alumínio	3,8	3,6	1,0	1,5
Matéria Orgânica	71,0	56,8	58,0	67,0
Outros	3,1	7,2	14,0	9,5

O elevado teor de material orgânica apresentado em 2005 é causado pela evolução do programa de coleta seletiva. Isto significa que uma grande parte do lixo reciclável é coletado na cidade e não é mais disposto no aterro sanitário.

2.2 – Lixeira Municipal de Paracambi / RJ

A cidade de Paracambi tem uma população em torno de 30000 habitantes (IBGE, 2000). Os resíduos sólidos foram dispostos nos últimos 36 anos em uma área de 30000m². Sob o ponto de vista ambiental o local é inadequado, praticamente dentro da área urbana da cidade (Silveira, 2004). Os resultados da caracterização gravimétrica são apresentados no Quadro 2. Não há um programa implementado de coleta seletiva na cidade.

Quadro 2 – Composição gravimétrica dos resíduos sólidos de Paracambi (Silveira 2004).

Tipo de Material	2004
Papel e Papelão	14,0
Plástico	20,0
Vidro	1,0
Metal e Alumínio	0,0
Matéria Orgânica	63,0
Outros	1,0

A compactação é realizada de forma irregular com um trator de esteira CATD6E.

3 – DETERMINAÇÃO DOS PARÂMETROS GEOTÉCNICOS

Tendo em vista a particularidade da determinação dos parâmetros geotécnicos apresentados neste trabalho apresentam-se a seguir os procedimentos adotados:

3.1 – Peso específico (γ_{nat})

$$\gamma_{nat} = P / V \quad (1)$$

3.1.1 – Amostrador tipo percâmetro

No caso do amostrador proposto neste artigo o peso da amostra (P) é dado por:

$$P = (M_{t_{cil}} - T_{cil}) \times g \quad (2)$$

g – aceleração da gravidade e que vale em torno de 9,81 m/s²;

M_{t_{cil}} – massa do cilindro cheio;

T_{cil} – massa do cilindro vazio (tara);

V – Volume da amostra que é igual ao volume interno do cilindro.

3.1.2 – Ensaio de vala

No caso do ensaio de vala, P é o peso do volume de resíduos e solo retirado da cava e V é o volume de água colocada dentro da manta, a qual impermeabiliza a vala, até atingir o nível de resíduos que havia antes. Vale observar que deve haver uma raspagem da capa do solo. A cava é feita com o auxílio da pá de uma retroescavadeira devendo ter dimensões de aproximadamente 2×1×1 m.

3.1.3 – Controle de caminhões de resíduos e topografia

No caso da determinação do peso específico pelo controle do peso do caminhão e pela medida de volume por topografia mede-se o peso do caminhão na entrada e na saída do aterro, inclusive dos caminhões de terra. A diferença de peso entre a entrada e a saída fornece o quanto está sendo colocado na célula. Idealmente deve haver uma balança rodoviária dentro do aterro para o controle do peso dos resíduos e de terra dispostos para confecção e cobertura da célula a qual é usada para determinação de peso específico. O volume é determinado por medida antes e depois da construção da célula e uso de algum software de topografia.

Em todos os casos o peso específico é definido pela equação 1.

3.2 – Teor de umidade (w_{nat})

O teor de umidade natural foi obtido, em base seca, a partir da diferença entre a massa úmida " M_{nat} " da amostra e a massa seca " M_s ", que é igual a massa de água " M_w ", dividida pela massa seca. Essa massa seca é obtida por secagens e medições sucessivas das massas dos resíduos das amostras, em estufa na temperatura de 65 °C, até que as massas entre duas medições se tornem constantes. O conjunto amostrador possui um anel de cravação onde há um reservatório para a coleta de material fora do cilindro, usado para a determinação do teor de umidade.

3.3 – Capacidade de campo (θ)

A capacidade de campo é obtida a partir da drenagem da amostra até o ponto que, praticamente, termina a drenagem ou a amostra para de pingar por, pelo menos uma hora.

Isto significa que a vazão, normalmente, atingiu o limite adotado de, no mínimo, 0,01 cm³/s quando o ensaio é dado como terminado. Em seguida, se determina a massa do cilindro com a amostra, e a massa na capacidade de campo " M_{cc} ". Com a massa seca determinada, calcula-se a massa de água na capacidade de campo " M_{wcc} " que é igual ao " V_{wcc} " (considerando-se a densidade da água, numericamente, igual a 1), pela diferença entre a massa da amostra na capacidade de campo e a massa seca. São retiradas três amostras em cápsulas de alumínio para a determinação do teor de umidade na capacidade de campo.

Com este volume se calcula a capacidade de campo " θ " a partir de:

$$\theta = V_w / V \quad (3)$$

3.4 – Porosidade (n)

A partir do momento que a amostra se encontra saturada se obtém o peso saturado da amostra " P_{sat} ". Tendo-se esse peso, por diferença, com o peso seco, calcula-se o peso da água na saturação " P_{wsat} ", que é, numericamente, igual ao volume de água que preenche os vazios (V_v) da amostra vezes o " γ_w ". Considerando-se o " γ_w " igual a 10kN/m³, calcula-se a porosidade:

$$n = V_v / V \quad (4)$$

3.5 – Peso específico médio dos sólidos (γ_{ms})

Tendo-se o volume de vazios e o volume total da amostra se chega ao volume seco " V_s " ou volume dos sólidos. Assim, de posse dos valores da massa seca e do volume seco se determina o peso específico médio dos sólidos:

$$\gamma_{ms} = M_s / V_s \quad (5)$$

4 – MATERIAIS E MÉTODOS

4.1 – Desenvolvimento do equipamento percâmetro

Inicialmente foi usado um amostrador do ensaio CBR para coletar a amostra no aterro. Na evolução do equipamento (Fase I) o extrator ou amostrador foi modificado e o ângulo de contato com a amostra foi alterado de 50° para 30°. Esta alteração foi implementada para diminuir a deformação da amostra coletada. Foi também implementado um rebaixo na extremidade superior do cilindro. Este rebaixo teve por finalidade facilitar a colocação de colares de aço tipo CBR para facilitar a cravação no final da amostragem. O equipamento foi executado em aço 1010-1020. Foram, inicialmente, executados 6 cilindros amostradores com um tratamento denominado de galvanização eletrolítica, com a finalidade de se conseguir proteção contra a corrosão provocada pelos resíduos sólidos. Nas peças finais, optou-se pelo tratamento denominado oxidação, que é um tratamento térmico comum no setor da mecânica de usinagem, para a proteção de peças contra a oxidação e corrosão. Além disso, é de simples aplicação, de baixo custo e não causa deformações nas dimensões das peças.

A fim de se facilitar o manuseio do equipamento e aumentar o controle da qualidade das amostras, foram feitas alterações de projeto inicial. Para aumentar a vedação do equipamento foi aperfeiçoada, na Fase II, a forma de impermeabilização que se dá por meio de anéis *O'ring* e anéis especiais (Figuras 1 e 2). No que diz respeito à cravação e à extração, o cilindro amostrador (Figura 3) ficou sem o bisel e passou a ter roscas nas duas extremidades para permitir a fixação de peças de diferentes funções. Desse modo, executaram-se anéis de aço roscados, especialmente projetados, sendo que o superior, anel de extração (Figuras 2 e 3) facilita o controle da verticalidade na cravação e na extração, e o inferior, anel de cravação (Figuras 2 e 3), facilita a penetração na cravação e a manutenção da qualidade da amostra.

Foram projetadas ainda três pares de tampas roscadas especiais em aço, alumínio e PVC com a finalidade de se testar a viabilidade dos materiais quanto à resistência, diminuição do peso, facilidade de manuseio, vedação e custo.

As tampas servem para vedar o amostrador inferiormente (Figura 4) e para a fixação de um registro de controle de fluxo no ensaio de permeabilidade e drenagem do percolado, além de ser utilizada na determinação da capacidade de campo. A outra tampa é utilizada como vedação superior (Figura 4) e fixação de um espigão e de outro registro de controle da passagem de ar e água (Figura 4), tanto na drenagem do percolado, como no ensaio para determinação da capacidade de campo. Essas peças permitem a determinação dos índices físicos. A Figura 5 apresenta uma estrutura simples constituída de um tripé, especialmente desenvolvido para apoio da amostra no amostrador para saturação e drenagem do percolado, conforme programado.

Foi projetada e executada uma estrutura metálica que permite a fixação de um macaco hidráulico com manômetro, para o controle da pressão de cravação, e de uma travessa-guia que tem por finalidade a manutenção da verticalidade na cravação. Essa estrutura metálica serve também como estrutura de reação (Figura 6).

No caso do anel de cravação foram introduzidos pequenos dentes e um pequeno ângulo negativo interno, para aliviar a pressão na amostra e dificultar a sua saída, facilitando a cravação (Figura 1). Além disso, devido às dificuldades na cravação em resíduos plásticos e com o intuito de melhorar a sensibilidade, no caso de se encontrar materiais muito duros, e assim poder parar a cravação, foi feito um dispositivo que permite um giro de 60° (Figura 6), com movimento de subida e descida do amostrador por meio de alavancas manuais de controle do macaco hidráulico e do próprio amostrador.

Por fim, uma grande dificuldade ocorria no momento da extração da amostra. Assim, chegou-se a uma forma de retirada da amostra, por meio de um enxadão e cavadeira especiais, com ganchos e corrente (Figura 7), que facilitam e agilizam a extração na amostragem.

Uma sequência de fotos elucidativas das peças e do funcionamento do equipamento é apresentada nas Figuras 1 a 10 e nos Quadros 3 a 7 com a relação de peças.



Fig. 1 – Amostrador (Carvalho, 2006).

A Figura 2 apresenta detalhes do amostrador e o Quadro 3 a relação das peças.



a) Amostrador e anéis de cravação e extração

b) *O’rings*, tampas e chave de unha

Fig. 2 – Amostrador e peças de trabalho do mesmo (Carvalho, 2006).

Quadro 3 – Relação das peças do amostrador.

Nº	PEÇA
06	Anel de extração
07	Amostrador
08	Anel de cravação
10	Tampa superior
11	Tampa inferior
12	Chave de unha para fixação e desmontagem
13	<i>O’ring</i> de vedação

A Figura 3 apresenta outros detalhes do amostrador e o Quadro 4 a relação de peças.



a) Conjunto amostrador e tampas de ensaio

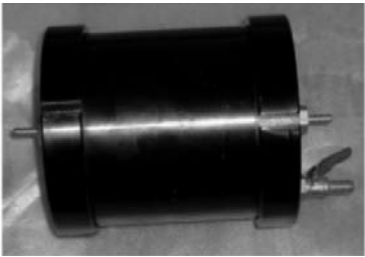


b) Conjunto de ensaio e anéis de cravação

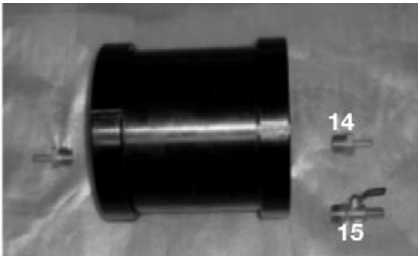
Fig. 3 – Amostrador e peças (Carvalho, 2006).

Quadro 4 – Relação das peças das fotos.

Nº	PEÇA
06	Anel de extração
07	Amostrador
08	Anel de cravação
10	Tampa superior de ensaio
11	Tampa inferior de ensaio



a) Conjunto de ensaio montado com espigões e válvula.



b) Conjunto de ensaio separado dos espigões e válvula.

Fig. 4 – Amostrador com espigões e válvulas (Carvalho, 2006).

Quadro 5 – Relação das peças das fotos.

Nº	PEÇA
14	Espigão de fluxo de 5/8"
15	Válvula de fluxo de 1/2"



Fig. 5 – Montagem do equipamento em tripé para saturação e drenagem do percolado.

Tal como pode observar-se nas fotos da Figura 6, coloca-se solo sobre os resíduos com a finalidade de se diminuir o odor exalado pelo material em decomposição.



Fig. 6 – Foto superior: em destaque o dispositivo de giro e o apoio de reação superior (pneu)
Foto inferior: as alavancas de giro e os prolongadores colocados.



Fig. 7 – Foto à esquerda: em destaque a cavadeira especial de extração;
Foto à direita: o enxadão corrente e ganchos de extração.

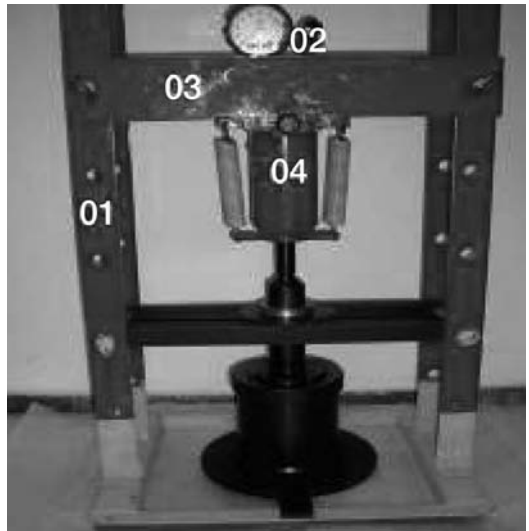


Fig. 8 – Foto a esquerda: equipamento mais conjunto amostrador;
Foto a direita: equipamento montado para a coleta de amostras.

Quadro 6 – Relação das peças do equipamento.

Nº	PEÇA
01	Estrutura suporte
02	Manômetro
03	Travessa principal
04	Pistão hidráulico de 15t



Fig. 9 – Foto a esquerda: peças de extração da amostra;
Foto a direita: ferramental auxiliar de extração.

Quadro 7 – Relação das peças de extração.

Nº	PEÇA
22	Corrente
23	Gancho de 1"
24	Colchete do extrator
25	Enxadão
26	Alavanca



Fig. 10 – Vista do equipamento em uso em aterro sanitário.

4.2 – Método da Vala

O Método da Vala não é um ensaio padronizado, apesar de ser utilizado com frequência para determinar o peso específico dos resíduos sólidos em aterros.

Para a determinação do peso específico optou-se pela execução de uma cava, com a posterior pesagem do material escavado e cubagem do volume encontrado. A cava tinha dimensões aproximadas de $2 \times 1 \times 1$ m.

Em função da dificuldade de escavação em aterros de lixo para a obtenção de um polígono regular, devido à presença de madeiras, plásticos, vidros, embalagens PET, não é possível a escavação de uma cava com dimensões bem definidas. Outro ponto importante é quando surge percolado durante a escavação da vala, neste caso a sua profundidade será limitada pela altura do nível de líquido percolado em seu interior. A partir da presença de percolado no fundo da cava, o serviço de escavação era paralisado. Em seguida se procedia à pesagem de todo o material escavado. Para fazer a cubagem da cava, colocava-se uma lona plástica para a impermeabilização da vala e enchia-se a mesma com água.

Obtidos os valores de material escavado e volume de água para o preenchimento da cava podia-se finalmente determinar o peso específico da massa de lixo depositada, a partir da fórmula:

$$\gamma = \frac{\text{peso do material úmido escavado}}{\text{volume da cava}} \quad (6)$$

Para tanto, alguns cuidados devem ser tomados na determinação do peso específico por esse método.

4.3 – Escolha dos locais para a execução das valas

Na escolha das áreas a serem ensaiadas, foram consideradas as informações dos técnicos da Prefeitura, que identificaram a direção de expansão do despejo de lixo, permitindo a escolha de amostras com presumíveis idades e graus de compactação diferenciados, o que foi considerado na análise do peso específico e do tempo de disposição.

4.4 – Preparação do local

Escolhidas as áreas para locação das cavas, retirou-se a camada de solo superficial, com o emprego de um trator de esteiras (Figura 11).



Fig. 11 – Preparo local com trator de esteiras (Silveira, 2004).

4.5 – Escavação

Junto à área determinada para execução da primeira cava, é estendida a lona plástica onde são acomodados os latões usados na pesagem do material escavado, dá-se início à escavação, colocando-se todo o material escavado nos latões (Figura 12).



Fig. 12 – Retirada do material com a retro (Silveira, 2004).

4.6 – Pesagem do material escavado

Todo o material escavado é colocado nos latões selecionados e pesados. O peso do material é a diferença entre o peso total e a tara dos latões. Após a pesagem, o material é despejado próximo a cava, de onde é removido, para recolocação na cava após o término do ensaio (Figura 13).



Fig. 13 – Equipamentos de pesagem e medição de volume (Silveira, 2004).

4.7 – Cubagem da cava

O volume de água necessário ao preenchimento das cavas foi medido com o emprego de latões previamente calibrados para esta etapa do ensaio (Figura 14).



Fig. 14 – Vala impermeabilizada e cheia de água (Silveira, 2004).

Os resultados obtidos para o peso específico em aterros sanitários foram menores do que os observados em aterros controlados e não controlados (lixeira). Vale lembrar que os aterros sanitários tem, essencialmente, uma melhor organização operacional, uso de equipamentos de compactação em melhores condições, controle da compactação de forma a se obter um valor adequado, com regularidade na operação. No caso do aterro de Santo André, a empresa que o administra tem desde 2003 o certificado de qualidade ISO 9000/2000, o que garante uma qualidade mínima na operação e a não disposição no aterro de resíduos da construção civil, proibidos de serem dispostos em aterros por resolução do CONAMA² de 2002. Os valores de peso específico elevados, por exemplo, 19,74 kN/m³, foram devido ao uso de entulho como material de cobertura no lixeira, o que acabou por interferir no valor obtido. Ressaltem-se ainda algumas dificuldades de realização dos ensaios em cava com qualidade, tendo em vista:

- alívio de tensões provocado pela escavação do material, que provoca movimentos laterais e de fundo em direção à abertura, diminuindo o seu volume;
- movimentos de equipamentos pesados e pessoas nas bordas da cava, que também contribuem para a diminuição da mesma;
- dificuldades na preparação da cava com regularidade e ao se cortar certos materiais resistentes constituintes dos resíduos, tendo em vista a sua heterogeneidade;
- dificuldades na colocação da manta plástica e sua adaptação à cava de forma a realmente ocupar as superfícies de todo o volume de resíduo escavado;
- problemas com a calibração dos equipamentos, inclusive com os recipientes usados para a adução da água.

* CONAMA – Conselho Nacional do Meio Ambiente, Resolução no. 307 de 2002

Em razão desses cuidados deduz-se que existe a possibilidade dos resultados, com esse método, redundarem em valores com certo incremento. Isto não invalida o método, mas leva a se tomar as precauções que contornem as questões elencadas no sentido de se ter resultados com maior confiabilidade.

5 – MEDIDAS DE PESO E CONTROLE TOPOGRÁFICO

Medidas de peso dos caminhões de lixo, bem com do solo usado permitem estimar o peso total depositado numa determinada célula. Com o controle topográfico é possível estimar com precisão o volume correspondente e com isso determinar com certa precisão o peso específico médio dos materiais dispostos naquele local. Este método fornece uma estimativa global aproximada do peso específico dos resíduos sólidos dispostos naquela célula. No caso específico do aterro sanitário de Santo André, a determinação do peso específico por este procedimento foi feita fazendo uso ainda do *software* “Topograph”. No Quadro 8 são apresentados os resultados obtidos no Aterro Sanitário de Santo André.

Quadro 8 – Peso específico médio obtido com Controle de Peso e Medidas Topográficas (SEMASA, 2006).

Peso Específico (kN/m³)				
Camada	5	7	9	11
Média	5,99 – 8,01	7,19 – 10,85	8,56 – 11,69	10,11 – 14,42

6 – RESULTADOS E DISCUSSÕES

O Quadro 9 apresenta os resultados de pesos específicos obtidos na primeira etapa desta pesquisa (Fase I).

Nesta etapa, foram realizados os ensaios da Fase I, em conjunto com o Método da Vala, nos aterros de Paracambi e Santo André.

Quadro 9 – Resumo comparativo de todos os valores de pesos específicos amostrados na Fase I e com o Método da Vala.

Ensaio	Data	Aterros	Peso Específico Obtido		Obs.
Paracambi/RJ	05/08/02	Lixão	Método da Vala	Fase I	Cava 1 Cava 2 Cava 3
			13,45 kN/m³		
			16,50 kN/m³		
			13,96 kN/m³		
			15,38 kN/m³		
Santo André	25/02/03	Aterro Sanitário		10,65 kN/m³	Berma 01 Berma 18 Berma 17
	05/09/02			12,82 kN/m³	
	20/09/02			16,37 kN/m³	
				9,47 kN/m³	
				11,10 kN/m³	
				14,21 kN/m³	
	13/03/03		10,90 kN/m³	10,95 kN/m³	
	14/03/03		9,89 kN/m³	10,00 kN/m³	
				11,76 kN/m³	
			*19,56 kN/m³	10,17 kN/m³	

* Excesso de resíduos da construção civil e excessivamente compactado quando comparado com outros pontos. Além de haver muita mistura de solo com resíduos.

O Quadro 10 apresenta os parâmetros geotécnicos obtidos nas bermas 3, 5, 7, 9 e 11 do Aterro Sanitário de Santo André, em amostragens realizadas com o procedimento apresentado neste trabalho, chamado aqui de Fase II. A composição de cada amostra foi determinada e isto foi considerado na análise dos resultados observados na determinação do peso específico.

Quadro 10 – Resumo dos parâmetros geotécnicos obtidos com o uso do percâmetro no Aterro Sanitário de Santo André, nas bermas 3, 5, 7, 9 e 11.

Nº	γ_{nat} (kN/m³)	w_{nat} (%)	θ (%)	n (%)	γ_{ms} (kN/m³)
1	5,36	71,95	25,16	75,37	12,65
2	7,47	71,78	39,73	68,44	13,73
3	8,93	51,60	41,16	67,72	18,25
4	9,65	41,52	40,17	66,77	20,50
5	10,83	30,40	38,31	58,80	20,11
6	10,88	41,31	45,14	62,52	20,50
7	11,07	34,84	36,75	50,68	16,68
8	11,89	40,06	38,92	59,05	20,70
9	12,14	28,64	42,08	58,20	22,56
10	12,30	48,07	36,69	65,41	24,03
11	13,65	20,95	22,71	46,42	21,09
12	13,71	21,13	38,71	44,28	20,31
13	14,62	32,10	40,94	49,32	21,88
14	14,81	21,39	37,26	48,53	23,74

As figuras 15, 16 e 17 apresentam os resultados de peso específico natural (γ_{nat}) comparado com o teor de umidade base seca (w_{nat}), porosidade (n) e peso específico médio dos sólidos (γ_{ms}).

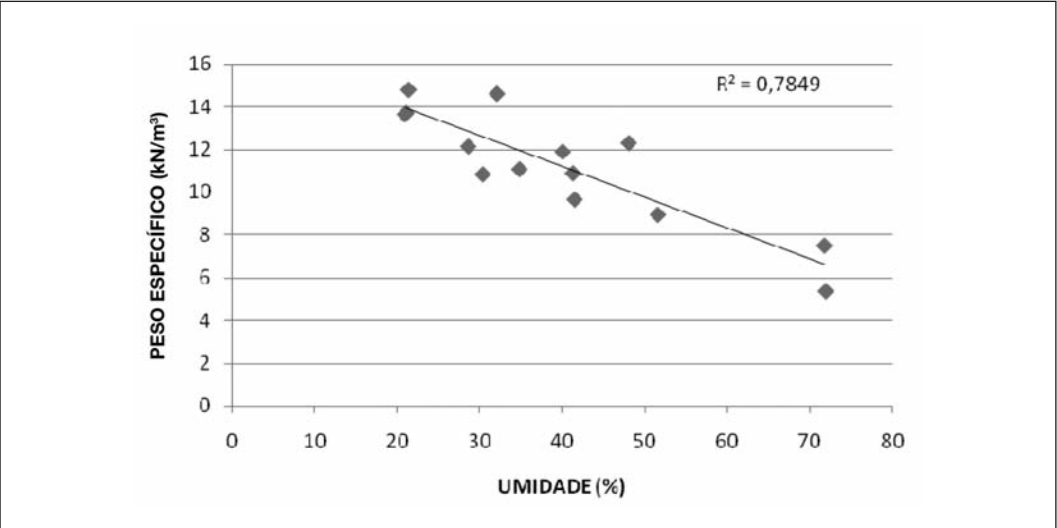


Fig. 15 – Variação do peso específico natural com o teor de umidade.

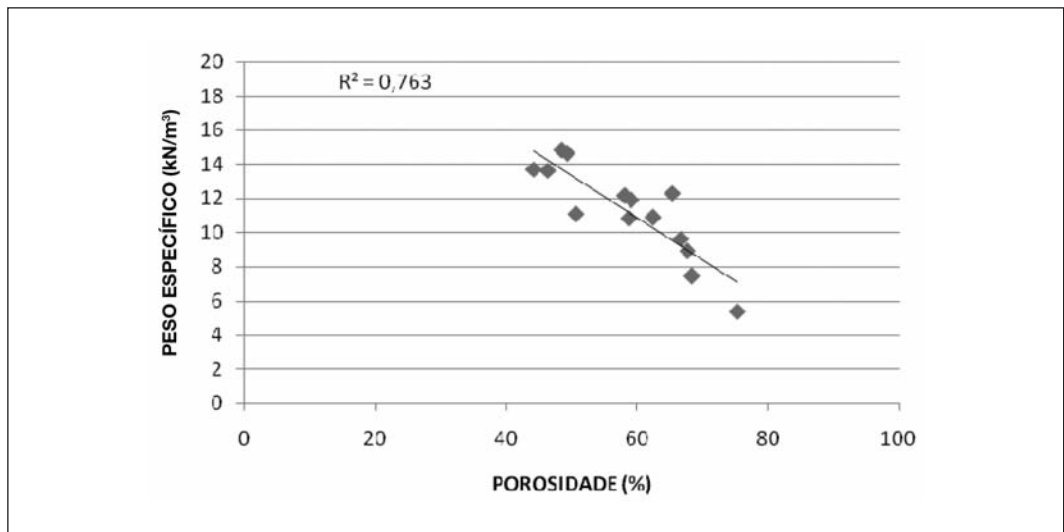


Fig. 16 – Variação do peso específico natural com a porosidade.

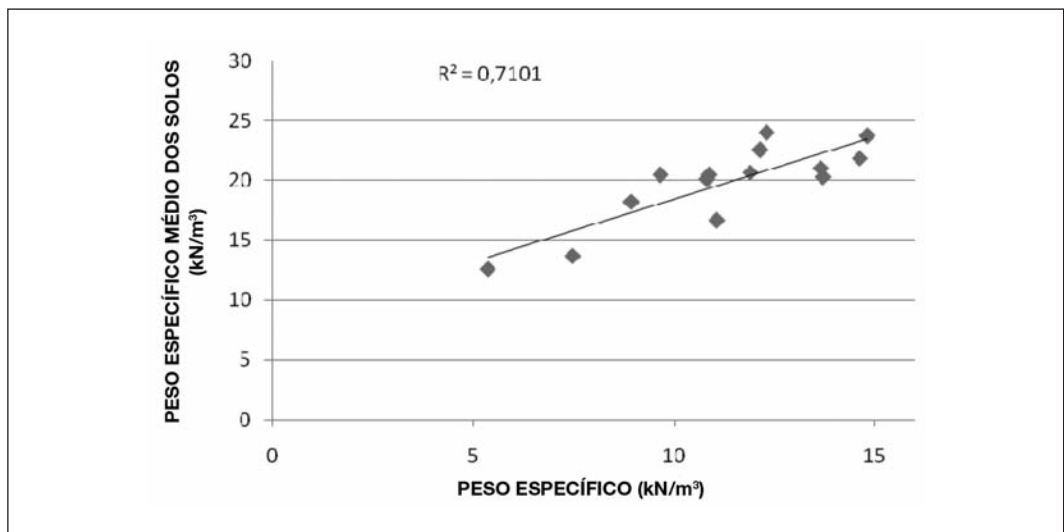


Fig. 17 – Relação entre o peso específico natural e o peso específico médio dos sólidos.

Vale observar que comparando os resultados do Aterro Sanitário de Santo André com o novo equipamento com as medidas determinadas pelo controle de peso e topografia, observa-se boa concordância dos resultados, bem como com os resultados dos ensaios iniciais com cilindros tipo CBR modificados da Fase I e os valores do Método da Vala.

No Aterro Sanitário de Santo André o valor médio do método da vala foi 10,39 kN/m³ sendo que com o cilindro na Fase I a média foi de 10,72 kN/m³. No caso da lixeira de Paracambi, o valor médio dos resultados com o Método da Vala foi de 14,82 kN/m³ e para os cilindros da Fase I foi de 12,44 kN/m³. Assim, os valores pelo Método da Vala foram em torno de 19% maiores. Tais resultados são satisfatórios considerando que na lixeira de Paracambi há muitas irregularidades causadas por irregularidades na compactação, além da grande variação da composição dos resíduos.

Do Quadro 10 e da Figura 15 pode-se concluir que a uma diminuição do teor de umidade corresponde um aumento do peso específico natural. No que se refere à capacidade de campo, há grande variedade de resultados, não sendo possível estabelecer qualquer tendência. Pela Figura 16 pode-se concluir que a porosidade tende a ser menor com o aumento do peso específico natural, bem como o peso específico médio dos sólidos o que pode ser observado nas Figuras 16 e 17.

Vale observar por fim que os valores determinados para o peso específico natural estão dentro da faixa de valores observados por Zekkos *et al.* (2006) para resíduos até três metros de profundidade.

7 – CONCLUSÕES

Apresentam-se neste artigo resultados obtidos com um novo equipamento desenvolvido para obter amostras indeformadas de resíduos sólidos e, a partir destas amostras, obter uma série relevante de parâmetros geotécnicos em procedimentos de laboratório aqui descritos. Os parâmetros obtidos foram o peso específico natural, o teor de umidade, a capacidade de campo e o peso específico médio dos sólidos. A operação é simples, podendo ser realizada por dois técnicos, e as amostras são de boa qualidade. A operação respeita os aspectos ergonômicos dos operadores e faz uso da retroescavadeira para o transporte e a movimentação de equipamentos e amostras de forma a proteger os operadores. Os resultados obtidos foram comparados com resultados dos Métodos da Vala e de Controle de Peso e Topografia, tendo mostrado uma boa similaridade no caso do peso específico natural.

No projeto do amostrador e do equipamento como um todo a enorme diversidade de componentes dos resíduos sólidos foi considerada, como facilidade de corte, dureza e rigidez.

O amostrador foi projetado com um anexo na parte superior e um na parte inferior de forma que a amostra ficava totalmente protegida até sua chegada ao laboratório. As dimensões foram projetadas considerando o peso do amostrador mais material, de forma a permitir a operação por um técnico e um ajudante. Tanto na cravação quanto na retirada da amostra todos os cuidados para a manutenção da verticalidade foram mantidos.

Finalmente, pode-se afirmar, considerando a grande quantidade de informações obtidas com cada amostra extraída e os resultados obtidos comparados com outros procedimentos e com a bibliografia, que o equipamento mostrou-se confiável para sua utilização em aterros de resíduos sólidos.

8 – AGRADECIMENTOS

Os autores gostariam de agradecer à SEMASA e às prefeituras de Santo André e Paracambi. Também agradecem à CAPES, ao CNPq, à FAPERJ e FINEP e à Eng.^a Danielle Nova Brum de Castro pela revisão final.

9 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Carvalho, A. R. (2006). *Desenvolvimento de equipamento de determinação de parâmetros geotécnicos de resíduos sólidos*. Tese de Doutorado, COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 160 p.

IBGE (Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística) (2000). Censo Demográfico.

SEMASA, Secretaria Municipal de Saneamento Ambiental (2001). Aterro de Santo André/DRS.

- SEMASA, Secretaria Municipal de Saneamento Ambiental (2006). Aterro de Santo André/DRS.
- Silveira, A. M. M. (2004). *Estudo do Peso Específico de Resíduos Sólidos Urbanos*. COPPE/UFRJ, Dissertação de Mestrado, COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 106 p.
- Zekkos, D.; Bray, J.D.; Kavazanjian, E.; Matasovic, N.; Rathje, E.M.; Riemer, M.F.; Stokoe, K.H. (2006). *Unit weight of Municipal Solid Waste*, ASCE Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, vol. 132, n.º 10, pp. 1250-1261.

MELHORAMENTO DE SOLOS ARENOSOS FOFOS POR ESTACAS DE COMPACTAÇÃO

Improvement of loose sandy soils by compaction piles

Maria Luiza Moraes*

Kátia Vanessa Bicalho**

Reno Reine Castello***

RESUMO – Analisam-se os resultados da utilização de uma técnica de melhoramento de solo arenoso para viabilização de projetos de fundações de edifícios residenciais com vários andares, apoiadas sobre sapatas. A técnica de melhoramento foi compactação profunda por estacas de densificação cravadas pelo processo tipo Franki e compactação superficial por placa vibratória. Recuperam-se e analisam-se dados das condições do solo antes da melhoria, logo após a melhoria e após decorrer algumas semanas. Analisam-se os dados quanto a sua posição relativa às estacas, quanto à compactidade inicial do solo, quanto ao tempo e quanto à profundidade. As análises dos resultados obtidos comprovam a eficiência da técnica utilizada.

SYNOPSIS – This paper analyses the application of a technique for improvement of loose sandy soils supporting heavily loaded structures using shallow foundations. The technique used was deep compaction through sand columns driven with Franki type equipment, and shallow compaction by vibratory plate. Results of the compaction processes are presented and discussed to provide guidance for future projects. The discussion includes distance from the sand column, initial relative density, time delay for results verification after compaction, and depth. The results analyses demonstrate the method efficiency.

PALAVRAS CHAVE – Melhoramento de solo arenoso fofos, estacas de compactação, estacas de areia e brita, densificação.

1 – INTRODUÇÃO

Técnicas de melhoramento de solos podem ser necessárias em depósitos de solos arenosos fofos para aumentar a capacidade de carga, reduzir recalques totais e diferenciais e evitar ocorrência de liquefação quando sujeitos a carregamentos dinâmicos. A existência de solos arenosos fofos conduz a soluções mais onerosas para as fundações, como estacas ou escavações profundas abaixo do nível de água, pois estes solos possuem grande potencial para o desenvolvimento de recalques elevados. Desta forma, solos arenosos fofos são geralmente descartados para suporte de fundações diretas. Uma outra característica destes depósitos é a heterogeneidade (existência de bolsões de areias mais compactas e menos compressíveis, distribuídos aleatoriamente) que pode gerar recalques diferenciais elevados.

Este fato tem grande influência econômica na região da Grande Vitória, no estado do Espírito Santo, Brasil, principalmente em locais próximos ao litoral, onde existem inúmeros depósitos superficiais de solos sedimentares arenosos com mesma origem geológica compostos por sedimentos

* Engenheira Civil, M.Sc., Solo Fundações & Geotecnia Ltda, Brasil. E-mail: ml_moraes@yahoo.com.br

** Professora Associada II, Ph. D., Universidade Federal do Espírito Santo, Brasil.

E-mail: kvbicalho@gmail.com

*** Engenheiro Civil, Ph. D., Solo Fundações & Geotecnia Ltda, Brasil. E-mail: soloreno@terra.com.br

marinhos do Holoceno (período Quaternário), com camadas de areias superficiais geralmente heterogêneas, apresentando diferentes compacidades relativas devidas, provavelmente, às estratificações ocorridas durante as variações do nível relativo do mar (transgressões e regressões) ao longo dos anos (Castello e Polido, 1982; Polido e Castello, 1982; Souza *et al.*, 2005). Em muitos casos a execução de prédios residenciais de médio porte nessas regiões, urbanisticamente vantajosas, fica inviabilizada economicamente devido aos elevados custos de fundações profundas. Dependendo do tipo de fundação profunda analisada, a camada de apoio ou substrato rochoso pode estar em torno de 30 a 50 metros de profundidade (Castello e Polido, 1988).

Diversas técnicas têm sido propostas para aumento da resistência, redução da compressibilidade e do potencial de liquefação dos solos arenosos fofos (Mitchell, 1970). Dentre tais técnicas de melhoramento estão as estacas de compactação, formadas de uma mistura de areia e brita que, ao penetrar no solo, o desloca e vibra provocando sua densificação. No Brasil, o uso de estacas de compactação tem sido prática corrente em algumas capitais nordestinas (João Pessoa, São Luiz, Natal e principalmente Recife) para viabilização de fundações superficiais de edifícios de médio e grande porte, variando de 6 a 30 pavimentos (Alves *et al.*, 2000; Soares, 2002; Gusmão *et al.*, 2002). Também na região litorânea da Grande Vitória, ES, este processo vem sendo usado desde 1992 (Bicalho *et al.*, 2002; 2004; 2004a; 2005; Moraes, 2008).

Neste trabalho é feita uma análise dos resultados da melhoria da camada superficial (cerca de 5,5 metros de espessura) de um terreno arenoso (compacidade relativa variando de fofa a compacta) com intrusões argilosas através da densificação e mistura de camadas para viabilização de uso de fundações diretas para um edifício residencial com cerca de 10 andares, situado na cidade de Vila Velha, região da Grande Vitória, ES. O edifício foi construído entre 1992 e 1994. O processo foi executado com um equipamento de estacas tipo Franki, utilizando-se a “bucha” convencional para estacas de concreto (mistura de areia e brita) e o fuste com uma mistura típica de 50% de areia e 50% de brita (a percentagem pode variar um pouco, utilizando-se mais brita, para permitir a expulsão do solo para fora do tubo). É apresentado o processo executivo, seu controle e a análise dos resultados obtidos para esta técnica de melhoria de solos arenosos fofos.

2 – CONSIDERAÇÕES INICIAIS

O perfil típico do terreno da fundação, mostrando o número de golpes das sondagens de simples reconhecimento (*Standard Penetration Test*, SPT) com medida do índice de resistência à penetração dinâmica, N_{SPT} , é apresentado na Figura 1. De uma forma geral, a superfície do terreno natural está na cota 0,00m (cota do meio-fio da rua) e o nível de água freático (NA) situa-se na cota -1,00m. Em parte do terreno, existe um aterro argilo-arenoso com cerca de 1,00m de espessura e a seguir, até a cota -5,00m, ocorre uma camada natural de areia limpa, com uma região variando de pouco compacta a compacta (área 1) e outra região variando (de forma errática) de fofa a medianamente compacta (área 2). Na área 1, os valores de N_{SPT} variam entre 5 e 33 golpes e na área 2 estão entre 2 e 25 golpes (energia supostamente em torno de 75%, de acordo com a maioria das medições no Brasil). Aproximadamente entre as cotas -4,50 e -5,50m tem-se uma camada de areia argilosa, às vezes com material turfoso, com espessura máxima de 0,50m sob a qual encontra-se uma camada de areia concrecionada por cimentação ferruginosa que vai até a cota -8,00m. Entre as cotas -8,00m e -15,00m surgem camadas medianamente compressíveis, de argila marinha orgânica (com espessura entre 2,00 e 4,00m) e areias marinhas fofas, siltes argilosos médios e outros solos de consistências ou compacidades medianas. A seguir, ocorre nova camada de areia muito compacta (com aproximadamente 5,00m de espessura) assente sobre camadas de solos relativamente compressíveis e finalmente solos resistentes e pouco compressíveis (N_{SPT} variando de 13 a 40 golpes), onde findam as sondagens.

Uma solução de fundação que não requeria análises e/ou procedimentos mais sofisticados seria o de apoiar-se fundações profundas na camada de areia muito compacta que ocorre aproximadamente a partir da cota -15,0m. No entanto essa solução apresentou o inconveniente de custos e/ou a dificuldade de atravessar-se a camada de areia ferruginosa, sem causar vibrações prejudiciais aos vizinhos, com os equipamentos regionalmente disponíveis na época. Apoiar as fundações superficialmente através de sapatas promoveria a redução de recalques profundos a valores aceitáveis, mas a camada de areia de apoio originalmente era de compactidade variável apresentando capacidade de carga muito heterogênea, inviabilizando o uso de sapatas. Existia ainda a camada de areia argilosa, às vezes turfosa, subjacente a camada superficial de areia. A solução adotada para tentar-se a melhoria da camada de areia superficial (inclusive a laminação de areia argilosa/turfosa) foi através de densificação e mistura pela cravação de estacas tipo Franki com diâmetro de 400mm executadas com “bucha” convencional de areia e brita para cravação da estaca e o fuste com uma mistura típica de 50% de areia e 50% de brita. O terreno seria assim densificado e promover-se-ia a difusão da areia argilosa no restante da massa de solo. Como não se esperava que tal tipo de compactação fosse eficiente para as partes mais superficiais (cerca de 1 metro) do terreno, como realmente não foi, programou-se a complementação de compactação superficial por placas vibratórias.

3 – PROCESSO EXECUTIVO

Foram executadas estacas de areia e brita de densificação pelo processo Franki a partir do nível original do terreno (cota 0,0m) até a cota -5,0m (Tomlison, 1995). As estacas foram executadas com auxílio de um tubo de revestimento (400mm de diâmetro), abrangendo todo o comprimento da estaca. O tubo foi cravado, verticalmente, com auxílio de um pilão de 20 kN caindo de 6m de altura sobre uma bucha de brita que tamponava a extremidade inferior do tubo. As estacas foram moldadas *in-loco* e constituídas de mistura de areia limpa local e brita nº 2 (injetada por apiloamento), de “base” alargada a cada metro de extração do tubo de diâmetro de 400mm. A base alargada é formada através do apiloamento da mistura mantendo o tubo fixo. Anotam-se o volume de mistura areia-brita injetada e o número de golpes para injetar cada caçamba da mistura.

A especificação para controle básico de execução das estacas de compactação foi feita através da fórmula dinâmica de Nordlund (1982). Em cada bulbo devia-se injetar um volume de areia que redundasse em carga admissível da estaca de 700kN. A fórmula foi rearranjada para fornecer o número de golpes, N, necessário para expulsar a última caçamba de areia, ou seja:

$$N = \left(\frac{R_{ad} V_c K_s}{W H V_t^{2/3}} \right) \quad (1)$$

R_{ad} = 700 kN – carga admissível da estaca (coeficiente de segurança = 3);

V_c – volume da caçamba (m^3);

H – altura de queda do pilão (6 m);

W – peso do pilão (20 kN);

K_s – constante empírica do solo (areia fina a média, $K_s = 14$);

V_t – volume total de solo adicionado na base (m^3).

No entanto a especificação teve que ser relaxada em alguns casos pois a densificação atingida já era tanta que não se conseguia expulsar a bucha a cada metro. Nestes casos executavam-se bulbos a cada 2 metros aproximadamente (3 bulbos no mínimo).

A formulação teórica para a estimativa do espaçamento entre as estacas de compactação é baseada nos índices de vazios inicial (e_0) e final (e_f) da areia que se quer densificar (Mitchell, 1981;

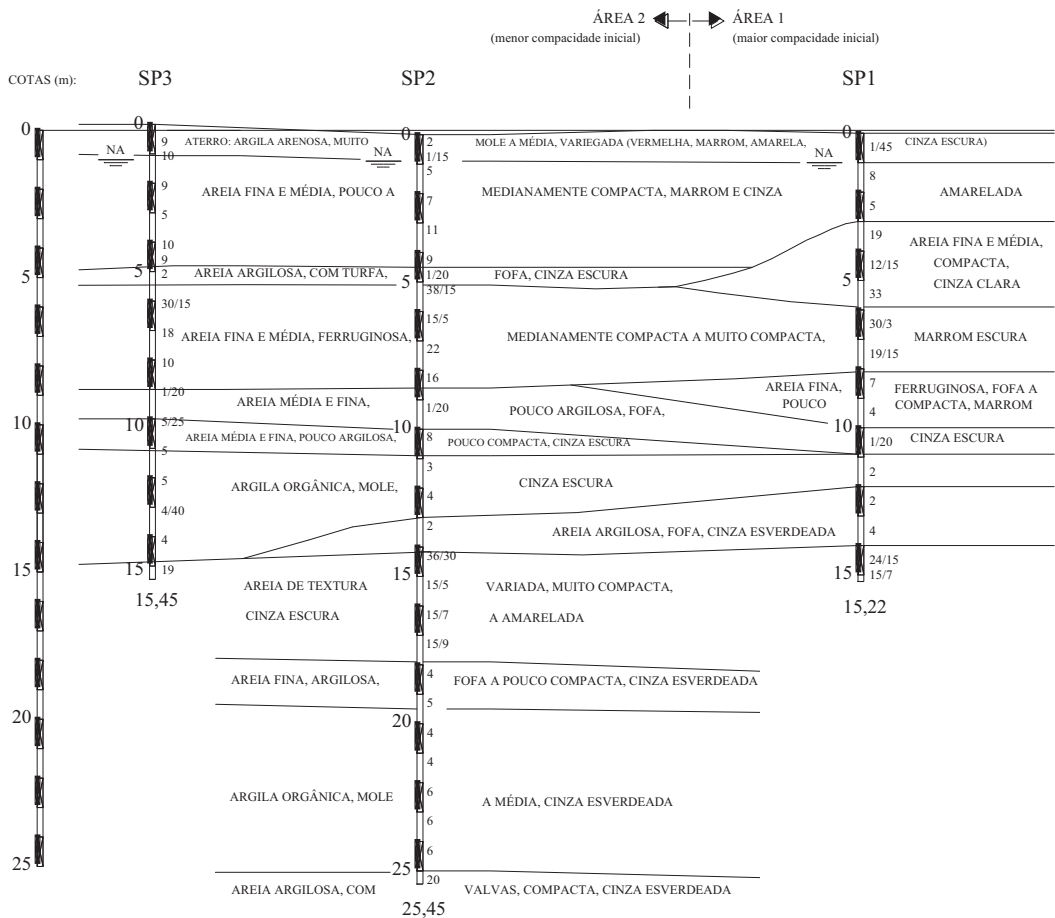


Fig. 1 – Perfil típico do terreno.

Barksdale e Takefumi, 1991; Bowles, 1996), onde o índice de vazios inicial é medido diretamente ou através de correlações e o índice de vazios final seria um valor imposto no projeto, por exemplo, para se obter uma dada compactidade relativa. A formulação teórica sugerida para estimativa do espaçamento entre as estacas numa malha quadrada é dada pela Equação 2 e para uma distribuição triangular, a mesma deverá ser multiplicada por 1,08 (Equação 3).

$$s = \frac{D}{2} \times \sqrt{\pi \times \frac{1 + e_0}{e_0 - e_f}} \quad (2)$$

$$s = 1,08 \times \left(\frac{D}{2} \times \sqrt{\pi \times \frac{1 + e_0}{e_0 - e_f}} \right) \quad (3)$$

sendo, s o espaçamento entre estacas, e_0 o índice de vazios inicial da areia (antes da compactação), e_f o índice de vazios final da areia (após a compactação) e D o diâmetro da estaca. Nestas equações considera-se que a areia é densificada somente devido ao deslocamento lateral, sendo este proporcional ao volume de material injetado na estaca. Como é negligenciado o efeito das vibrações

durante a execução da estaca, tal equação é conservativa, e assim torna-se imprescindível verificar o melhoramento usando ensaios de campo. Os ensaios com penetrômetros foram feitos entre as cotas -1,3m (cota prevista para apoio das sapatas) e a cota -5,5m (topo da areia concrecionada ferruginosa). Executava-se um grupo de estacas (1ª etapa) e avaliavam-se os resultados através dos ensaios com penetrômetros segundo a disposição prevista para a segunda etapa de estaqueamento. Estes ensaios foram feitos de 1 a 40 dias após a realização do estaqueamento.

A especificação do espaçamento final das estacas foi feita através de comparação entre sondagens de controle de qualidade realizadas antes e após a densificação por estacas Franki. Propôs-se a execução do estaqueamento em duas etapas. A Figura 2 mostra esquematicamente a posição das estacas em relação à área da sapata com espaçamento (S) entre as estacas da 1ª etapa e as locações de possíveis estacas intermediárias (2ª etapa). A avaliação final dos resultados da compactação através das estacas de areia e brita foi feita comparando-se os resultados das sondagens de controle de qualidade realizadas antes e após a compactação. Executava-se um grupo de estacas (1ª etapa) e avaliavam-se os resultados através das sondagens de controle em posições intermediárias entre as estacas conforme recomendações encontradas na literatura (Basore e Boitano, 1969; Mitchell, 1981) e segundo a disposição prevista para a eventual 2ª etapa de estaqueamento (Figura 2). Eventualmente, se necessário, proceder-se-ia a uma segunda etapa de estaqueamento executando-se estacas intermediárias. As estacas da 1ª etapa foram executadas segundo uma malha triangular com o espaçamento variando de 2 a 3,2m (5 a 8 vezes o diâmetro das estacas).

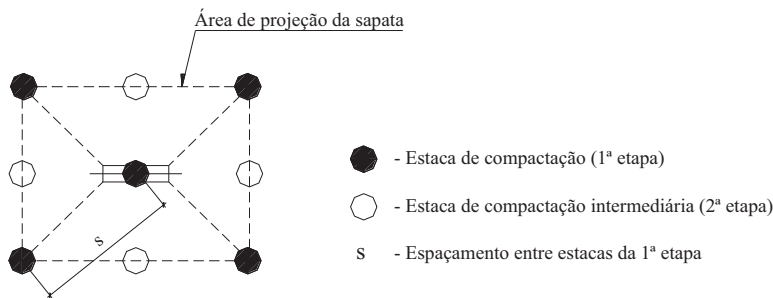


Fig. 2 – Posição das estacas de compactação da 1ª e 2ª etapa.

As sondagens de controle de qualidade foram feitas com penetrômetros dinâmicos contínuos segundo as normas preconizadas pela “Referência Internacional para Procedimentos de Ensaio para Sondagem Dinâmica” (ISSMFE, 1989). O penetrômetro dinâmico contínuo (PD) ou *Dynamic Penetrometer (DP)*, com suas variações, tem sido utilizado há muito tempo em diversos países (Sanglerat, 1972). O penetrômetro dinâmico consiste numa haste com uma ponta rombuda (para criar um vazio entre a haste e o solo evitando atrito ou aderência laterais) que é penetrado no solo por pancadas (Figura 3). O resultado a se obter nessas sondagens é a resistência dinâmica de ponta, q_d , em trechos de 10 a 30 cm:

$$q_d = \left(\frac{P \cdot H \cdot N}{A \cdot s} \right) \times \left(\frac{P}{P + P'} \right) \quad (4)$$

P - peso do martelo de cravação;

P' - peso das hastes, cabeçote e ponta;

H - altura de queda do martelo;

N - número de golpes do martelo para penetração no trecho;

A - área de ponta do cone;

s - trecho penetrado pela ponta N golpes (adotado 20cm).

Segundo Waschkowski (1983) as resistências de ponta do penetrômetro dinâmico (q_d) e do cone (q_c) para areias fofas e pouco compactas são equivalentes, tal que:

$$\frac{q_d}{q_c} \cong 1 \tag{5}$$

Várias são as correlações empíricas entre os ensaios SPT (N_{SPT}) e CPT (resistência de ponta, q_c) e, tipicamente, as correlações apresentadas na literatura (Danziger e Velloso, 1986; Albiero, 1990; Politano *et al.*, 2001) têm a forma:

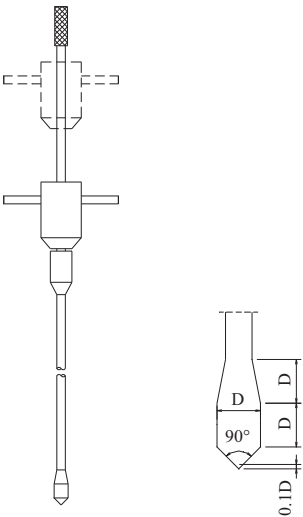
$$K = \frac{q_c}{N_{SPT}} \tag{6}$$

Soares (2002) analisou a correlação entre q_c e N_{SPT} antes e após a densificação de terrenos arenosos por estacas de compactação e concluiu que não há influência significativa da compactação no valor de K. Os valores obtidos, para q_c em MPa, foram $K = 0,50$ (terreno natural) e $K = 0,60$ e $0,65$ (terreno compactado). O Quadro 1 apresenta um resumo com valores de K para a correlação q_c/N_{SPT} para areias da Grande Vitória, ES, Brasil. As areias em estudo têm propriedades índices bem similares apresentando-se como areias finas a médias, quartzosas, geralmente limpas (menos de 5% passando na peneira n.º 200).

Quadro 1 – Correlações empíricas de q_c/N_{SPT} para areias de Vitória, ES, Brasil.

q_c/N_{SPT} médio	Descrição do solo	Energia do SPT	Referência
0,70 e 1,00	Areia fina a média	72%	Castello e Polido (1994)
0,50 (0,25 a 1,00)	Areia fina a média e areia média a fina 0,30mm<D ₅₀ <0,70mm	75%	Cordeiro (2004)
0,40 (0,20 a 0,80)		60%	

Nota: q_c em MPa, D_{50} é o diâmetro abaixo do qual se situam 50% em peso das partículas.



D = diâmetro (variações de 35,7 a 51mm)

Fig. 3 – Penetrômetro dinâmico leve, 10 kg e ponteira cônica (Castello *et al.*, 2001).

Moraes (2008) investigou a correlação entre os valores da resistência de ponta (q_d) do ensaio de penetração dinâmica contínua (PD) e o número de golpes (N_{SPT}) do ensaio SPT para areias da região da Grande Vitória, ES, Brasil. Foram feitas análises parciais separadas por áreas de acordo com suas características geotécnicas (áreas 1 e 2 da obra discutida neste trabalho) ou pela proximidade das sondagens e análises globais para todo o terreno nos três casos estudados, obtendo-se correlações ligeiramente melhores. Isto confirma que o tamanho da amostra estatística suplanta outras considerações. Os resultados mostraram uma correlação linear entre N_{SPT} e q_d que depende da altura de queda livre do martelo de cravação utilizado no ensaio PD. Para o ensaio SPT foi adotada energia teórica de 75%. A correlação analisada foi do tipo $q_d = k_d N_{SPT}$ (sendo q_d em MPa) e para todas as análises obteve-se:

Para queda de 0,45m e peso de 64 kg: $q_d = (0,43 \pm 0,03) N_{SPT}$

Para queda de 0,40m e peso de 65 kg: $q_d = (0,43 \pm 0,10) N_{SPT}$

Para queda de 0,75m e peso de 65 kg: $q_d = (0,58 \pm 0,02) N_{SPT}$

As correlações entre q_d e N_{SPT} obtidas por Moraes (2008) são semelhantes às publicadas na literatura (Danziger e Velloso, 1986; Politano *et al.* 2001; Castello e Polido, 1994; Cordeiro, 2004) para o cone estático (CPT). Isto confirma a conclusão de Waschowski (1983) de que os ensaios de cone estático e dinâmico são equivalentes. Observa-se na literatura internacional, para os mais variados tipos de solos, que mesmo para o CPT (que é considerado um ensaio de referência) pode-se obter grandes dispersões nos resultados, em virtude da heterogeneidade inerente a todos os solos.

4 – APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS OBTIDOS

A camada superficial de areia a ser densificada apresentava uma região com compactidade relativa variando de fofa a muito compacta (área 1) e outra região com compactidade relativa variando de fofa a medianamente compacta (área 2) conforme apresentado na Figura 1. Neste trabalho essas duas áreas são analisadas em separado. A Figura 4 mostra a variação de q_{di} com a profundidade, onde q_{di} é a resistência de ponta dos ensaios por penetrômetros antes da densificação.

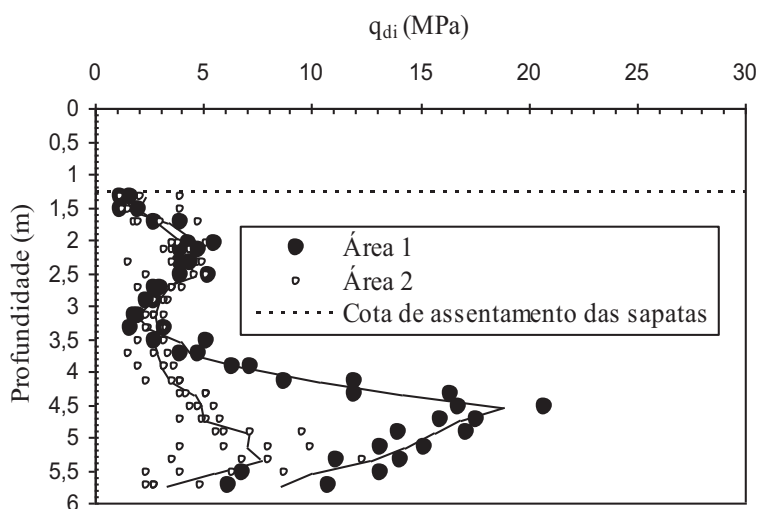


Fig. 4 – Resultados médios iniciais de penetrômetros em duas áreas típicas.

As Figuras 5 e 6 mostram as comparações entre os resultados dos ensaios por penetrômetros antes (resistências iniciais, q_{di}) e após a densificação (resistências finais, q_{df}) por estacas Franki na primeira etapa. Os melhores resultados, unidos por uma linha, foram obtidos de sondagens realizadas com maior defasagem de tempo da densificação.

Observa-se uma melhora geral do terreno ao longo de toda a profundidade. Mas somente a partir de 2,5/3,0m de profundidade, o resultado médio obtido é significativo, com q_d finais girando em torno de 15 MPa. Tendo em vista que, após a escavação para apoio das sapatas, o uso de placas vibratórias seria suficiente para atingir-se a compacidade necessária nos primeiros metros da camada prescindiu-se da segunda etapa de estacas.

Observa-se ainda que a camada de areia com argila-turfosa, que ocorria entre as cotas -5m e -5,5m, não foi mais detectada após o melhoramento do terreno.

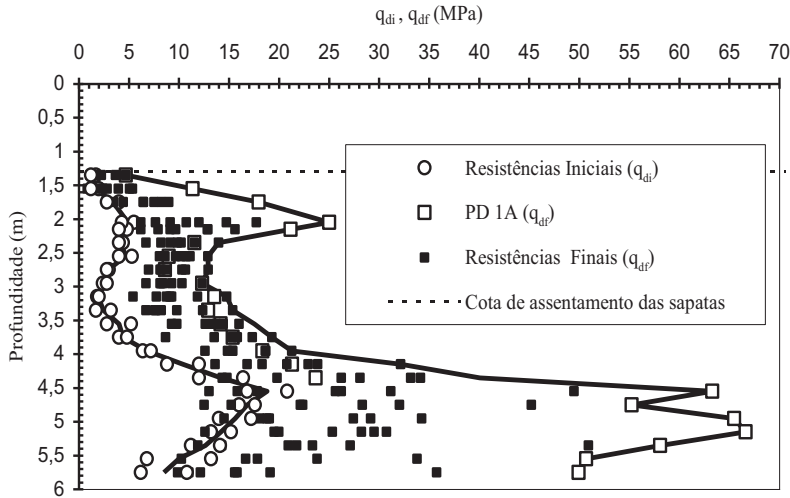


Fig. 5 – Resultados dos penetrômetros antes (q_{di}) e após densificação (q_{df}) - Área 1.

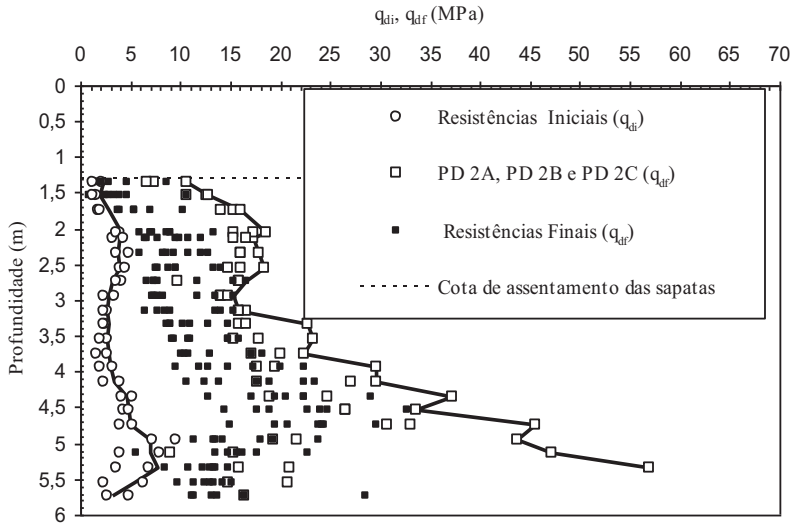


Fig. 6 – Resultados dos penetrômetros antes (q_{di}) e após densificação (q_{df}) - Área 2.

As Figuras 7 e 8 mostram a variação do fator K_m , que é a relação entre os resultados dos ensaios por penetrômetros após (q_{df}) e antes do processo de densificação (q_{di}) em função dos resultados dos penetrômetros iniciais (q_{di}), para as áreas 1 e 2 respectivamente. Verifica-se que quanto menor a compacidade relativa da camada arenosa a ser melhorada através desta técnica de densificação maior será o efeito da técnica (maiores valores do fator K_m). Os resultados tendem a reduzir futuros recalques diferenciais. A área 1 é a região de periferia, com menor e mais uniforme concentração de estacas do que a área 2, que é a região central da obra. Observa-se que na região com maior concentração de estacas (região central) a técnica de melhoramento apresentou melhores resultados.

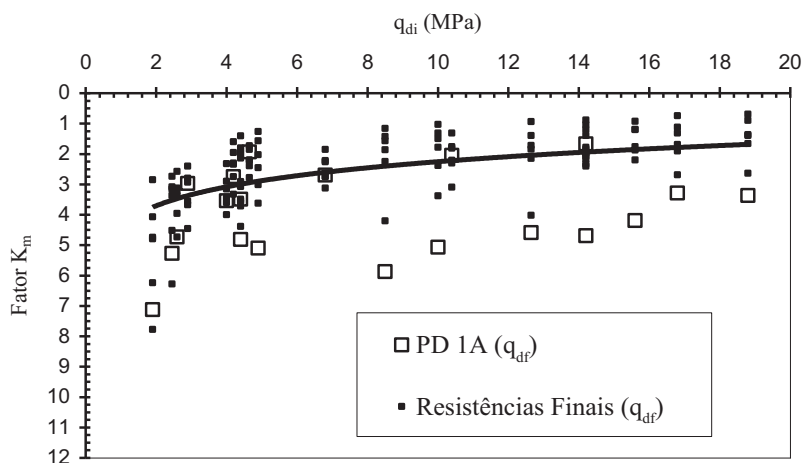


Fig. 7 – Melhoria relativa do terreno - Área 1.

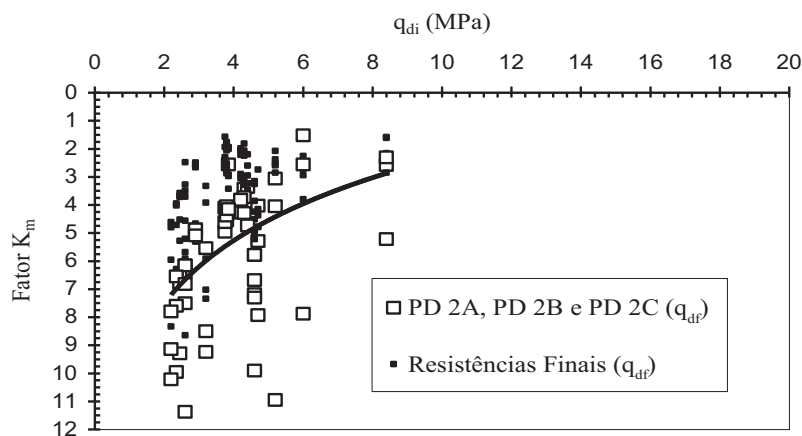


Fig. 8 – Melhoria relativa do terreno - Área 2.

E, finalmente, após escavação das fundações, foi feita a densificação complementar de superfície do terreno através de placas vibratórias tipo CM-20 da Dynapac (400 kg de massa). Os resultados também foram medidos por penetrômetros mas não são apresentados aqui por ser uma outra técnica diferente da tratada neste trabalho. Os resultados foram de $q_d > 15$ MPa. A técnica de melhoramento utilizada permitiu o uso de fundações superficiais ao invés de fundações profundas. A capacidade de carga adotada para o dimensionamento das sapatas foi de 295 kPa (3,0 kgf/cm²).

5 – ANÁLISE DOS RESULTADOS

As diferentes melhorias apresentadas nas Figuras 5, 6, 7 e 8 podem ser atribuídas às seguintes causas:

- a) Os pontos com maior concentração de estacas apresentaram melhores resultados. Verifica-se nas Figuras 6 e 8 que os penetômetros PD 2A, PD 2B e PD 2C, que foram realizados em pontos com maior concentração de estacas Franki (região central), apresentaram melhores resultados que os outros ensaios.
- b) A defasagem entre o período de execução do estaqueamento e o período de execução de sondagens de verificação da densificação é importante (Mitchell e Solymar, 1984; Schmertmann, 1987). Segundo Mitchell e Solymar (1984) sondagens mais defasadas da execução de melhoria de terrenos apresentam maiores resistências. Este fato é evidenciado nas Figuras 5 e 7 onde o ensaio por penetômetro PD 1A apresentou melhores resultados (maiores valores de q_d nos trechos compactados) que os outros ensaios. O ensaio PD 1A foi realizado cerca de 40 dias após a execução das estacas. O efeito do envelhecimento (“aging”) nas areias tem sido estudado por muitos pesquisadores (Mitchell, 1981; Schmertmann, 1987, 1991; Mesri *et al.*, 1990; Baxter e Mitchell, 2004). O tempo para esse “envelhecimento” pode variar de alguns dias a centenas de anos e as explicações para o fenômeno ainda não são conclusivas e, conforme notado por Schmertmann (1991), o fenômeno às vezes ocorre e outras vezes não. O grande número de hipóteses sobre o fenômeno (compressão secundária, cimentação, movimento de partículas dispersas, tensões internas e outras considerações) mostra que o mecanismo ainda não é completamente entendido. No entanto, é razoável concluir que avaliações imediatas após o término da compactação podem fornecer resultados conservativos, subestimando-se o ganho de resistência do solo (Mitchell, 1981; Castello, 1998).
- c) Em locais onde o solo (areia muito compacta com alguma cimentação) se mostrou muito resistente foi impedida a expulsão da bucha e/ou abertura de base (bulbo) das estacas de densificação na profundidade prevista de tal forma que algumas estacas não apresentaram base alargada a cada metro conforme previsto no projeto. Entretanto neste trabalho não foi possível verificar a influência do número de bulbos por estacas nos resultados finais (valores de q_d após o melhoramento da camada arenosa), já que a maioria das estacas realizadas na área 1 apresentou 4 bulbos e a maioria das estacas realizadas na área 2 possuem 3 bulbos.
- d) A técnica de melhoria do terreno aumenta sua eficiência com a profundidade. No caso, esta eficiência alcançou o máximo e estabilizou-se a partir de cerca de 2,5/3,0 m de profundidade (cerca de 6 a 8 vezes o diâmetro da estaca). Atribui-se isto ao fato de que o terreno superficial, sem confinamento, se rompe ao invés de ser comprimido. Este fenômeno já foi analisado por Castello e Polido (1982).
- e) A técnica de densificação também foi eficiente para laminações argilosas e a camada argilosa de até 0,5m de espessura, fazendo-a praticamente “desaparecer”. Supõe-se que essa camada, em ruptura hidráulica, se tenha misturado com a camada de areia e também sofrido melhoria. A técnica de adensamento dinâmico já foi usada antes com sucesso com o mesmo objetivo (Lo *et al.*, 1990).

6 – CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

As seguintes conclusões foram obtidas no estudo de utilização da técnica de melhoramento de camadas arenosas através da densificação e difusão de laminações argilosas moles por estacas tipo Franki, usando-se areia e um pouco de brita no lugar de concreto.

As estacas com diâmetro nominal igual a 400mm, executadas com areia e brita, de profundidade igual a 5m, com base alargada a cada metro, executadas segundo malhas triangulares com o espaçamento variando de 2 a 3,2m (5 a 8 vezes o diâmetro das estacas), apresentaram resultados satisfatórios ao longo de toda profundidade analisada, mas foram mais eficientes a partir de 2,5/3,0 m (6 a 8 diâmetros das estacas) de profundidade ($q_d > 15$ MPa).

Na região com maior concentração de estacas (região central) a técnica de melhoramento apresentou melhores resultados. É recomendado fazer uma análise mais detalhada do efeito da concentração de estacas nesta técnica de melhoramento (raio de influência da estaca executada) e verificar a influência do número de bulbos (bases alargadas) por estacas nos resultados finais do processo de densificação.

Quanto menor a compacidade relativa da camada arenosa a ser melhorada através desta técnica de densificação maior será o efeito da técnica (maiores valores do fator K_m). Os resultados tendem a reduzir futuros recalques diferenciais.

Os ensaios por penetrômetros mais defasados da data de execução das estacas apresentaram melhores resultados. Houve um aumento da resistência da areia densificada ao longo do tempo. O efeito desta técnica de melhoramento ao longo do tempo merece ser melhor pesquisado, pois quanto mais retardada for a verificação dos efeitos da compactação melhores serão os resultados.

7 – AGRADECIMENTOS

Agradece-se ao CNPq (Projeto Produtividade em Pesquisa) pelo apoio financeiro recebido.

8 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Albiero, J. H. (1990). *Correlação entre resistência de cone (q_c) e resistência à penetração (SPT) para solos lateríticos*. IX COBRAMSEF, Salvador, Bahia, vol. 2, pp. 187-194.
- Alves, A. M. L.; Lopes, F.R.; Aragão, C. J. G. (2000). *Proposta de método de projeto de fundações superficiais em solos granulares melhorados por estacas de compactação*. 4º Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia, São Paulo, pp. 102-112.
- Basore, C. E.; Boitano, J. D. (1969). *Sand densification by piles and vibroflotation*. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, vol. 95, SM6, pp. 1303-1323.
- Barksdale, R.D.; Takefumi, T. (1991). *Design, construction and testing of sand compaction piles*. Deep Foundation Improvements: Design, Construction and Testing. ASTM STP 1089, Melvin I. Esrig and Robert C. Bachus, Eds., ASTM, Philadelphia, pp. 4-17.
- Baxter, C. D. P.; Mitchell, J. K. (2004). *Experimental study on the aging of sands*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, vol. 130, pp. 1051-1062.
- Bicalho, K. V.; Castello, R. R.; Polido, U. F. (2002). *Improvement of loose sand with clayey bands by sand columns*. ASCE Geotechnical Special Publication 116, vol. 2, pp. 1166-1173.
- Bicalho, K. V.; Castello, R. R.; D'Andrea, R. (2004). *The densification of loose sand using compaction piles*. Proceedings of Fifth International Conference on Cases Histories in Geotechnical Engineering, New York, NY, USA.
- Bicalho, K. V.; Castello, R. R.; Moraes, M. L. (2004a). *Contribuição ao estudo de melhoramento de solos arenosos fofos por estacas de compactação*. 9º Congresso Nacional de Geotecnia, Aveiro, Portugal, vol. III, Casos de Obra, pp. 177-184.

- Bicalho, K. V.; Castello, R.R.; Moraes, M. L. (2005). *Loose sandy soil densification by compaction piles*. Proceedings of 6th International Conference on Ground Improvement Techniques, Coimbra, Portugal, pp. 169-176.
- Bowles, J. E. (1996). *Foundation analysis and design*. 5th ed. USA: McGraw Hill Companies.
- Castello, R. R.; Polido, U. F. (1982). *Capacidade de carga de estacas cravadas em areia - correlações baseadas em pressão efetiva*. VIII COBRAMSEF, Olinda, Pernambuco.
- Castello, R. R.; Polido, U. F. (1988). *Tentativa de sistematização geotécnica dos solos quaternários de Vitória, ES*. Depósitos quaternários das baixadas litorâneas brasileiras: origem, características geotécnicas e experiências de obras. Rio de Janeiro, RJ: ABMS, vol. 2, pp. 3.1-3.23.
- Castello, R. R.; Polido, U. F. (1994). *Comunicação Pessoal*. Centro Tecnológico, Universidade Federal do Espírito Santo, Vitória, Espírito Santo.
- Castello, R. R. (1998). *Geotécnica*. Vitória, ES: Centro Tecnológico-UFES.
- Castello, R. R.; Polido, U. F.; Bicalho, K. V.; Ribeiro, R. C. H. (2001). *Recalques observados de sapatos em solos terciários de São Paulo*. Solos e Rochas, vol. 24, n° 2, pp. 143-153.
- Cordeiro, D. D. (2004). *Obtenção de parâmetros geotécnicos de areias por meio de ensaios de campo e de laboratório*. Dissertação de mestrado. Universidade Federal do Espírito Santo, Vitória, ES, 198 pp.
- Danziger, B. R.; Velloso, D. A. (1986). *Correlações entre SPT e os resultados dos ensaios de penetração contínua*. VIII COBRAMSEF - 8º Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, Porto Alegre, RS., pp. 103-113.
- Gusmão A. D.; Pacheco J. L.; Gusmão Filho, J. de A. (2002). *Caracterização tecnológica de estacas de compactação para fins de melhoramento de terrenos*. XII COBRAMSEG - 12º Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Geotecnia, São Paulo, SP.
- ISSMFE (1989). Technical Committee on Penetration Testing of Soils - TC 16, "Report with reference test procedures CPT-SPT-DP-WST". Information No. 7, Swedish Geotechnical Institute.
- Lo, K. W.; Ooi, P. L.; Lee, S. (1990). *Dynamic replacement and mixing of organic soils with sand charges*. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, v. 116, no. 10, pp. 1463-1482.
- Mesri, G.; Feng, T. W.; Benak, J. M. (1990). *Post densification penetration resistance of clean sands*. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, vol. 116, no. 7, pp. 1095-1115.
- Mitchell, J. K. (1970). *In-place treatment of foundation soils*. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, vol. 96, SM 1, pp. 73-110.
- Mitchell, J. K. (1981). *Soil improvement: state-of-the-art report*. X International Conference on Soil Mechanics and Foundations Engineering. Stockholm, vol. 4, pp. 509-565.
- Mitchell, J. K.; Solyman, Z. V. (1984). *Time-dependent strength gain in freshly deposited or densified sand*. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, vol. 110, n. 11, pp. 1559-1576.
- Moraes, M. L. (2008). *Estacas de compactação para melhoramento de solos arenosos fofos e uso de penetrômetro dinâmico pesado na avaliação dos resultados*. Dissertação de mestrado. Universidade Federal do Espírito Santo, Vitória, ES, 224 p.

- Nordlund, R. L. (1982). *Dynamic formula for pressure injected footings*. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, vol. 108, n. 3, pp. 419-437.
- Polido, U. F; Castello, R. R. (1982). *Densificação de areia com rolo vibratório para fundação direta*. VII COBRAMSEF - Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Fundações, Olinda, Recife, PE.
- Politano, C. F., Danziger, F. A. B.; Danziger, B. R. (2001). *Correlações entre resultados de CPT e SPT em solos residuais*. Solos e Rochas. São Paulo, vol. 24, n.1, pp. 55-71.
- Soares, W. C. (2002). *Estacas de compactação para melhoria de solo*. Dissertação de mestrado. UFSC, Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, São Paulo.
- Souza, C. R. G., Suguio, K., Oliveira, A. M. S.; Oliveira, P. E. de (2005). *Quaternário do Brasil*. Associação Brasileira de Estudos do Quaternário. São Paulo, SP: ed. Holos, pp. 102-104.
- Tomlison, M. J. (1995). *Pile design and construction practice*. Fourth edition, E & F N Spon.
- Sanglerat, G. (1972). *The penetrometer and soil exploration*. 2nd ed., Amsterdam: Elsevier Scientific Publishing Company, v. 1.
- Schmertmann, J. H. (1987). *Discussão sobre "Time-dependent strength gain in freshly deposited or densified sand"* por Mitchell e Solymar. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, vol. 113, n.2, pp. 171-176.
- Schmertmann, J. H. (1991). *The mechanical aging of soils*. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, vol. 117, n. 9, pp. 1288-1331.
- Waschkowski, E. (1983). *Le Pénétromètre Dynamique*. Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, n. 125, pp. 95-103.

INSTABILIDADE DE VERTENTE EM MACIÇO GRANÍTICO FRACTURADO E ALTERADO (TERRAS DE BOURO, NW DE PORTUGAL)

Instability in a fractured and weathered granite massif (Terras de Bouro, NW of Portugal)

Luís Ferreira*

Alberto Silva Lima**

Jorge Pamplona***

Maria Amália Sequeira Braga****

RESUMO – O presente trabalho incide sobre a instabilidade de uma vertente que surgiu na região granítica da Serra do Gerês, na freguesia de Rio Caldo, concelho de Terras de Bouro (NW de Portugal), no Inverno de 2000 – 2001. O local é uma zona de falha preenchida por argila siltosa, pouco plástica, na qual a caulinite domina sobre a gibbsite. Os solos residuais graníticos circundantes apresentam percentagens significativas de finos e teores elevados de minerais argilosos, nos quais a gibbsite domina sobre a caulinite. A hipótese que se afigura como mais provável para explicar a instabilidade consiste num deslizamento composto sobre o plano de falha com uma outra componente curvilínea. Para o seu desencadeamento terá sido decisivo o grande volume de água infiltrada (2264 mm) e a diferença de características mecânicas entre a caixa de falha e os solos envolventes. Durante o período de estudo o local não apresentou sinais de movimentação. As medidas de remediação visam, essencialmente, a drenagem e a impermeabilização dos solos.

SYNOPSIS – The present work focuses the slope instability that appeared in the granitic Gerês region, in Rio Caldo – Terras de Bouro (NW Portugal), in the winter of 2000 – 2001. It is a fault zone filled by silty clay, not very plastic, in which the kaolinite dominates over the gibbsite. The terrains around this structure are constituted by granitic residual soils, characterized by significant percentages of fines and high clay minerals contents, in which the gibbsite dominates over the kaolinite. The most likely hypothesis to explain the instability consists of a composed landslide that would develop partially on the fault plan and have another curvilinear component. For its triggering it would have had a decisive role the great amount of infiltrated water (2264 mm) and the difference of mechanical properties between the fault box and the involving soils. During the study period the mass did not present signs of movement. Stabilization measures aim, essentially, at the draining and the waterproofing of the soils.

PALAVRAS CHAVE – Estabilidade de vertentes, solos residuais graníticos, medidas de remediação.

* Mestre em Ciências do Ambiente, Atrevo, Laboratório Ambiental de Estudos, Intervenções e Consultadoria, Lda. E-mail: luisferreira@atrevo.pt

** Professor Auxiliar, Centro de Investigação Geologia, Ordenamento e Valorização de Recursos, Universidade do Minho. E-mail: aslima@det.uminho.pt

*** Professor Auxiliar, Centro de Investigação Geologia, Ordenamento e Valorização de Recursos, Universidade do Minho. E-mail: jopamp@det.uminho.pt

**** Professora Associada, Centro de Investigação Geologia, Ordenamento e Valorização de Recursos, Universidade do Minho. E-mail: masbraga@det.uminho.pt

1 – INTRODUÇÃO

Segundo Cruden (1991) um deslizamento de terras consiste no movimento de uma massa de rocha, de detritos ou de solo ao longo de uma vertente. Assim, é frequente a utilização das expressões “deslizamento de terras” e “movimento de massa” para designar uma mesma realidade. Um outro termo que se emprega para denominar situações deste género é “instabilidade” como se encontra, por exemplo, em Hudson e Harrison (1997).

Os movimentos de massa são fenómenos que têm fortes implicações socioeconómicas. Li e Wang (1992) referem que o deslizamento de terras mais desastroso terá custado cerca de 100000 vidas. Em Sikkim, no Himalaia, só em 1968 morreram mais de 33000 pessoas vítimas destes fenómenos (Choubey, 1992). Por outro lado, entre 1951 e 1989, a China terá tido perdas anuais que rondam os 600 milhões de dólares (Li e Wang, 1992) e, nos Estados Unidos, os deslizamentos de terras foram considerados como a razão de perdas económicas que oscilavam entre um e dois mil milhões de dólares anuais (Schuster e Fleming, 1986).

Em Portugal, e nomeadamente na região granítica da Serra do Gerês (Minho – NW Portugal), são conhecidos vários episódios desta natureza, episódios esses que se têm sucedido ao longo dos anos e que têm provocado, pelo menos, danos materiais (Medeiros *et al.*, 1975). O presente estudo incide sobre um caso que surgiu nesta região, na freguesia de Rio Caldo, concelho de Terras de Bouro, no Inverno de 2000 – 2001 (Fig. 1).

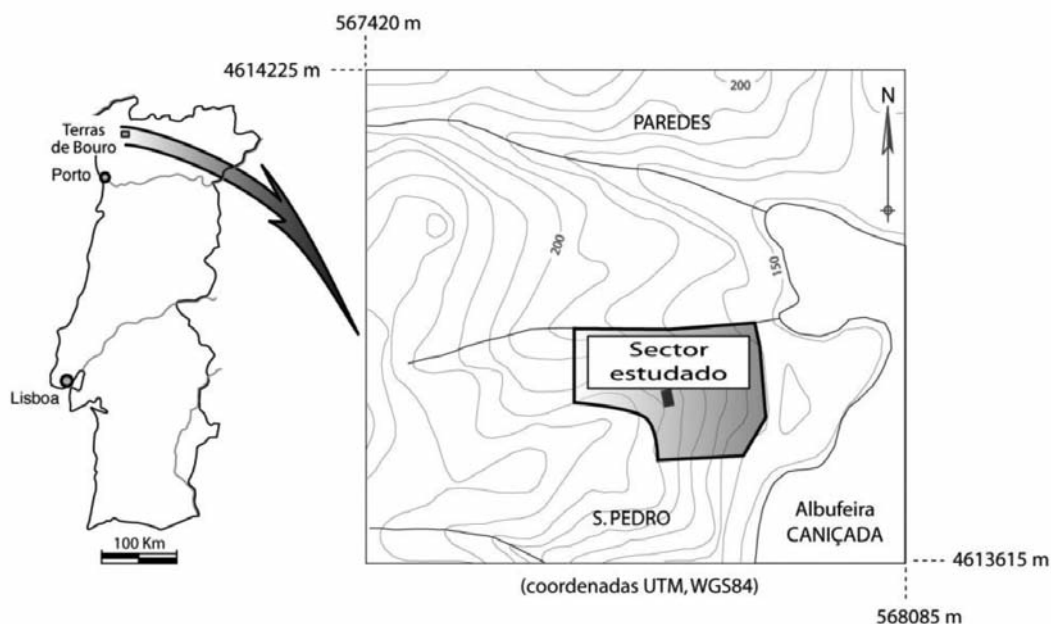


Fig. 1 – Localização do sector estudado (freguesia de Rio Caldo - Terras de Bouro).

A vertente em causa apresenta-se ocupada por algumas habitações, parte delas ainda em construção na altura em que ocorreu a ruptura dos terrenos, sendo que uma das casas se encontra no interior da zona delimitada pelos pontos de ruptura. Na Fig. 2 estão assinalados os pontos de ruptura visíveis numa parte asfaltada do terreno. Um pormenor relevante é o facto de uma das rupturas ser coincidente com uma falha. Além destes dois pontos mais evidentes, observam-se ainda outras zonas de quebra esporádicas, que são perceptíveis em locais pavimentados mas que deixam de se notar sobre zonas que não possuem este género de cobertura.

Pretendendo-se na globalidade que o estudo permitisse elaborar um esboço de modelação, bem como apontar um conjunto de medidas de remediação para o problema de instabilidade da vertente, fez-se uma abordagem a vários níveis:

1. Caracterização geológica, hidrogeológica e geotécnica em áreas seleccionadas;
2. Monitorização de factores de instabilidade, designadamente, precipitação e nível piezométrico;
3. Monitorização do comportamento das vertentes em estudo;
4. Estabelecimento de um modelo explicativo da instabilidade e indicação preliminar de medidas de remediação.

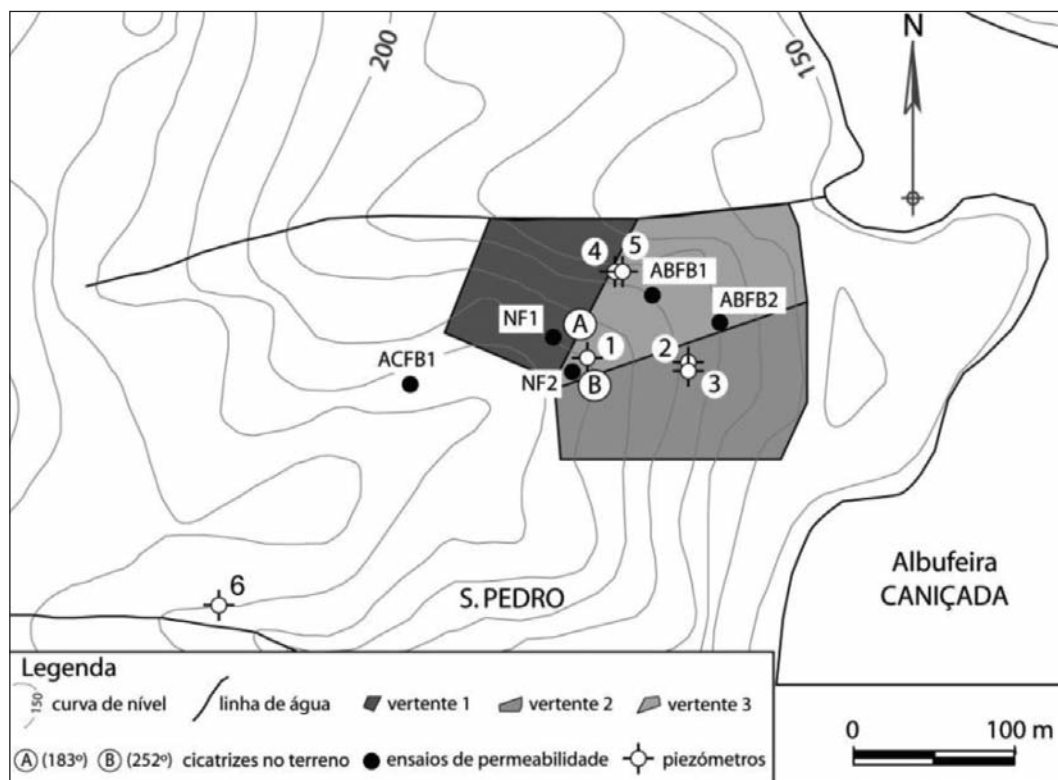


Fig. 2 – Localização das vertentes estudadas, de rupturas (cicatrizes) no terreno, de ensaios de permeabilidade e dos piezómetros.

2 – ENQUADRAMENTO DA ÁREA DE ESTUDO

2.1 – Geologia e Geomorfologia

O Minho é uma região bastante montanhosa devido a um reticulado rígido constituído por blocos individualizados entre vales, reticulado esse que sugere um controlo por fracturas algumas de difícil identificação no terreno (Cabral, 1992). Deste modo, a morfologia da região é essencialmente marcada por planaltos descontínuos e por vales largos, profundos e aplanados que seguem orientações preferenciais à escala regional (Cabral, 1992). A predominância de rochas cristalinas, o clima húmido e a complexidade tectónica são apontados por Ferreira (1986) como os factores res-

ponsáveis pela especificidade do relevo da região. Os vales constituem lineamentos importantes: NE-SW a NNE-SSW, NW-SE e, mais marcantes na morfologia, os alinhamentos N-S e ENE-WSW que corresponde à orientação geral das principais linhas de água a norte do Porto, encontrando-se entre elas o Rio Cávado (Cabral, 1992). Dado que a estrutura geológica regional, marcada pela orogenia varisca, se dispõe entre as direcções NW-SE e NNW-SSE, os rios estão-lhe aparentemente inadaptados (Cabral, 1992). Todavia, tanto a rigidez como o paralelismo das linhas de água sugerem que elas se encontram adaptadas a fracturas na crosta à escala regional.

O local em estudo situa-se numa área próxima do maciço do Gerês. É uma zona com um histórico de deslizamentos de terras, designados por quebradas pela população local (Medeiros *et al.*, 1975). De acordo com estes autores, tais fenómenos resultam da acumulação das águas de infiltração e da saída violenta para o exterior, em zonas mais baixas, sob grande pressão. A quebrada do Castelo de Covide, a quebrada de Cabaninhas, próximo da Fonte do Fastio, a quebrada de Pedrogo, a quebrada de Carona e a quebrada de Assureira são exemplos desses fenómenos (Medeiros *et al.*, 1975). Na imagem de satélite da região é visível um grande alinhamento de orientação aproximada NNE-SSW (ADIST, 1991). Corresponde ao vale tectónico do Gerês, que influenciou o percurso do Rio Cávado na região da Caniçada (Medeiros *et al.*, 1975). Com uma expressão menor do ponto de vista individual mas que, tendo em conta o padrão que desenvolvem, não devem ser ignoradas, merecem ainda referência as pequenas linhas de água tributárias do Rio Cávado, com direcções que oscilam entre N-S e NW-SE mas com predominância destas últimas, que têm uma presença marcante no modelado da área de estudo.

Do ponto de vista geológico a área do concelho de Terras de Bouro enquadra-se num sector onde abundam as intrusões graníticas, de orientações definidas predominantemente em torno de NW-SE, revelando assim uma sujeição à zona de cisalhamento dúctil Malpica-Lamego que também apresenta esta direcção. Estas rochas estão encaixadas em metassedimentos, maioritariamente silúricos, que constituem a unidade parautoctone do Minho central e ocidental, sendo que o Ordovício e o Câmbrio (formações do grupo do Douro) também estão presentes. Nas proximidades dos grandes rios actuais (Minho, Lima e Cávado) e ao longo dos seus antigos cursos é também possível encontrar depósitos areno-argilosos, por vezes conglomeráticos, Plio-quadernários (Pereira, coord., 1989).

O local da instabilidade encontra-se sobre a mancha granítica de Terras de Bouro – Ponte da Barca. É um extenso afloramento de granito calco-alcalino porfíroide de grão grosseiro ou médio a grosseiro, que mostra indícios de deformação traduzidos, principalmente, pela presença de quartzo com estrutura suturada e extinção ondulante e por torções, mais ou menos intensas, dos planos de macla das plagioclases e dos planos de clivagem das micas (Medeiros *et al.*, 1975). Na zona são abundantes as rochas filonianas, encontrando-se entre elas filões e massas de quartzo, filões de rochas básicas e filões e massas aplito-pegmatíticas.

2.2 – Clima

A temperatura na região do Minho aparenta depender essencialmente da altitude, definindo-se um gradiente térmico altimétrico de $-0,5\text{ }^{\circ}\text{C}/100\text{ m}$, partindo de uma temperatura média anual em cotas próximas do nível do mar que ronda os $15\text{ }^{\circ}\text{C}$ (Lima, 2001). De acordo com esta relação para a cota de Rio Caldo (cerca de 200 m de altitude) a temperatura média anual situa-se em cerca de $14\text{ }^{\circ}\text{C}$.

Quanto à precipitação, na região minhota a sua maior parte tem origem em massas de ar húmido que se deslocam de S ou SW para E ou NE criando aí zonas onde essa mesma precipitação é mais intensa. Deste modo, observa-se que há uma tendência geral para o aumento da precipitação de SW para NE (Lima, 2001). A influência da altitude na precipitação é evidenciada pelo gradiente pluviométrico, uma vez que do litoral ao interior e de sul para norte, se verifica um aumento deste paralelamente ao gradiente altimétrico (Lima, 2001). A freguesia de Rio Caldo estende-se por uma

encosta íngreme com uma altitude mínima pouco inferior aos 200 m e, de acordo com o mapa de isoietas apresentado por Lima (2001), a precipitação média anual sobre este local situa-se entre os 2500 mm e os 2600 mm.

3 – MÉTODOS E PROCEDIMENTOS

Para a execução deste estudo, cujo trabalho de campo decorreu entre Dezembro de 2003 e Junho de 2004, foi feita a caracterização geológico-estrutural e geotécnica da zona, com particular ênfase no local onde a cicatriz do deslizamento coincide com uma falha (ponto B da Fig. 2) sendo, por isso, um sector chave para o estudo da instabilidade em causa. Nesse sentido definiram-se dois perfis, um a noroeste, doravante designado por perfil 1, e outro cerca de quinze metros para sudeste do primeiro, doravante designado por perfil 2. Em cada um deles foi retirado um conjunto de amostras para estudos posteriores nomeadamente, a caracterização e classificação desses solos. Embora, em rigor, todas as amostras sejam de solos residuais, para distinguir as diferentes origens denominar-se-ão de amostras de caixa de falha aquelas que foram retiradas do interior dessa caixa, visto que sofreram o efeito adicional da movimentação dos blocos ao longo do tempo. Apenas as restantes serão chamadas especificamente de solos residuais. A Fig. 3 mostra os perfis 1 e 2 e a localização relativa de ambos. Além das amostras retiradas nestes perfis, foi colhida uma outra, que

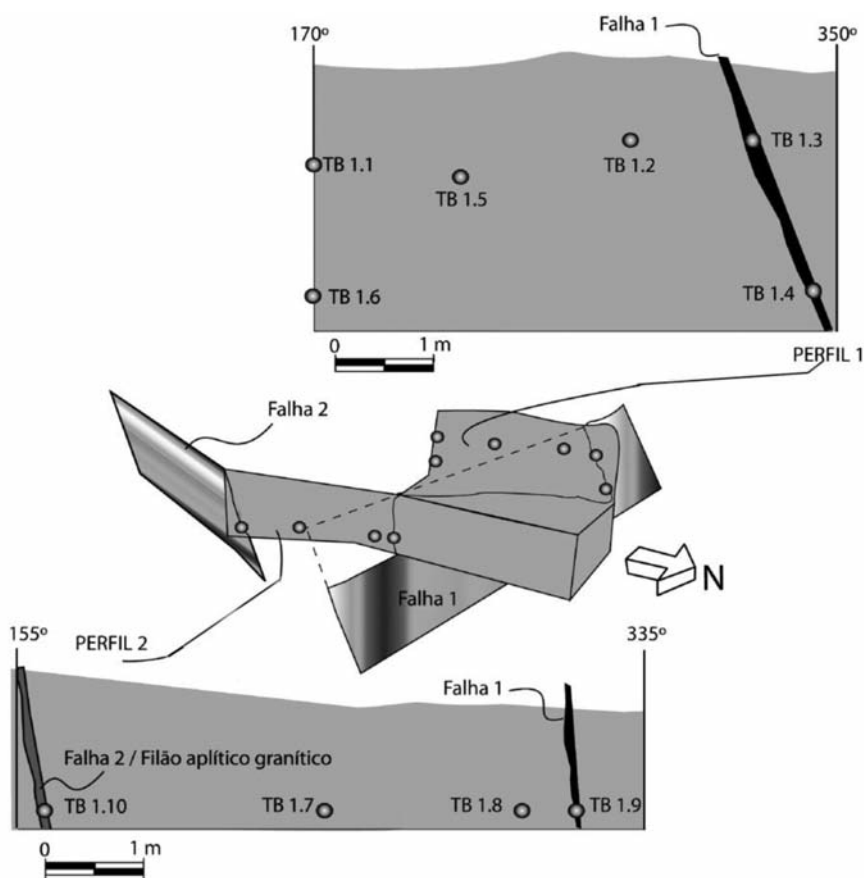


Fig. 3 – Localização relativa dos perfis 1 e 2 e distribuição das amostras em ambos.

se designou por TB2.1, num local a cerca de 150 m para NNW, que não apresentava sinais de influência desta falha, para se perceber se havia uma grande variação de características geotécnicas. Apesar da amostra TB1.10 se encontrar no interior de uma caixa de falha preenchida por um filão aplítico granítico, optou-se por considerá-la solo residual, uma vez que este filão evidenciava alguma cataclase e pouca argilização. As amostras foram submetidas a uma análise granulométrica com uma coluna de crivos da ASTM utilizando-se depois o SediGraph para a fracção < 2 µm. Fez-se também a análise por DRX da rocha total e da fracção < 2 µm. Para esta última, as preparações orientadas foram previamente obtidas por ciclos sucessivos de lavagem e centrifugação e posteriormente submetidas a vários tratamentos: secas ao ar (difractograma normal), saturação com glicol e aquecimento a 490 °C. Nos casos em que, de acordo com a NP-143, era aplicável, ou seja, para solos com 30 %, ou mais, em massa, de partículas de dimensões inferiores a 0,05 mm, foram determinados os limites de liquidez e de plasticidade seguindo a mesma norma. A determinação do teor em água dos provetes foi feita de acordo com a Norma NP-84, por indicação expressa na NP-143. Foram ainda calculados os índices de plasticidade e a actividade das argilas. A classificação dos solos foi feita de acordo com a norma ASTM D 2487 – 85 (Correia, 1988).

Do ponto de vista hidrogeológico foi estudada a permeabilidade do solo, tendo sido realizados ensaios nos pontos apresentados na carta da Fig. 2. Para estes ensaios foi utilizado um permeâmetro Guelph seguindo-se a metodologia descrita por Reynolds e Elrick (1985). Partindo dos resultados obtidos para as alturas de 5 cm e 10 cm é possível determinar a permeabilidade saturada (K_{fs}) de um solo. Para o cálculo da permeabilidade saturada foi utilizada a seguinte fórmula (SEC, 1991), onde K_{fs} é a permeabilidade saturada (cm/s), CR a constante do reservatório = 35,48 (adimensional); R_1 a taxa de infiltração constante para 5 cm de carga (cm/s) e R_2 a taxa de infiltração constante para 10 cm de carga (cm/s):

$$K_{fs} = [(0,041)(CR)(R_2)] - [(0,0054)(CR)(R_1)] \quad (1)$$

Os valores de R_1 e de R_2 são obtidos quando a descida do nível de água no interior do permeâmetro se dá a uma taxa constante, altura em que pode dar-se o ensaio por concluído.

Foram também estudadas a precipitação, a infiltração e a piezometria relativas aos anos hidrológicos de 2003/2004 e 2000/2001. O estudo da precipitação relativa ao ano hidrológico 2000/2001 foi feito directamente a partir dos valores de precipitação diária obtidos na estação udométrica de S. Bento da Porta Aberta. Quanto ao ano 2003/2004, os valores de precipitação diária imputáveis à estação de S. Bento da Porta Aberta foram estimados a partir da estação de Penedo.

A infiltração nestes dois anos hidrológicos foi estimada a partir dos referidos valores de precipitação diária. Para tal, o escoamento superficial foi calculado através da fórmula do “Soil Conservation Service” e, partindo dessa base, fez-se um balanço sequencial diário, obtendo-se assim os valores de infiltração diária. Para executar esta parte recorreu-se à folha de cálculo desenvolvida por Canas *et al.* (2003).

Relativamente à piezometria, fizeram-se medições periódicas de 6 pontos de água na zona da instabilidade, distribuídos da forma representada na Fig. 2, durante o mês de Dezembro de 2003 e o primeiro semestre de 2004. Contrastaram-se estes resultados com os valores de precipitação e de infiltração e determinaram-se expressões matemáticas que os relacionassem, nomeadamente através de valores de porosidade eficaz e equações de rebaixamento do nível piezométrico. A evolução dos níveis piezométricos durante o ano hidrológico 2000/2001 foi estimada recorrendo aos valores de precipitação e infiltração desse ano e às referidas expressões matemáticas.

Para avaliar o risco de ruptura associado à vertente em apreço, a mesma foi subdividida em três fracções menores, de acordo com a orientação, e fizeram-se estudos de estabilidade, utilizando projecções estereográficas para a avaliação dos riscos de deslizamento planar e deslizamento em cunha e calculando factores de segurança para o deslizamento curvilíneo.

Entre 30 de Dezembro de 2003 e 8 de Junho de 2004, foi feita também a monitorização de movimentos através de alvos topográficos. Para tal, além da estação total, que ficou colocada dentro do terreno da casa que é afectada pela instabilidade, foram ainda utilizados nove pontos de monitorização. A distribuição dos pontos e a localização da estação total podem ver-se na Fig. 4. Os pontos designados por P1 e P2 encontram-se fora da zona de provável movimentação, nomeadamente a noroeste desta. Também fora da referida zona encontram-se os pontos P7, P8 e P9, estes a sudeste. Na mesma situação, mas a oeste, encontra-se o ponto P5. Já a estação total juntamente com os restantes pontos encontram-se na provável massa deslizando. Durante o período de monitorização foram feitas medições com uma periodicidade semanal.

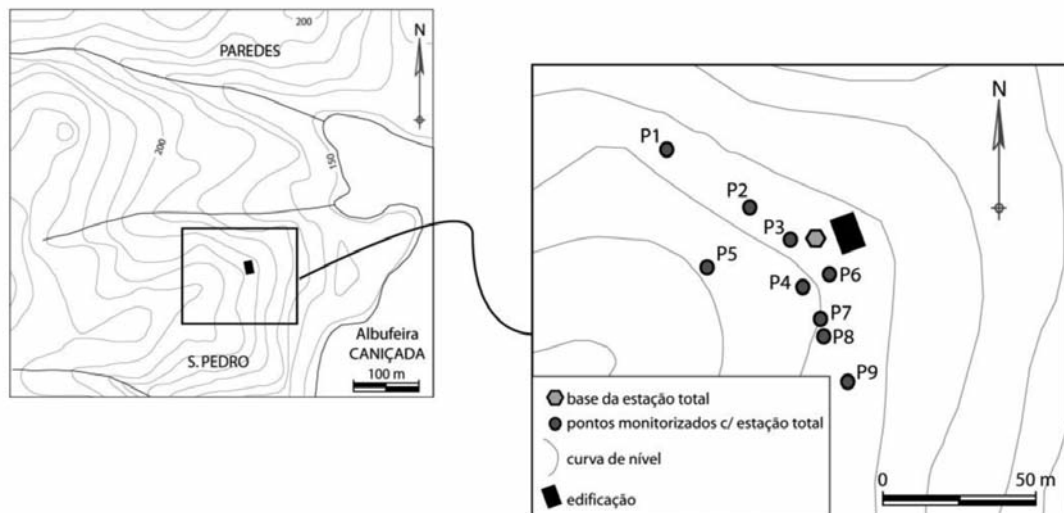


Fig. 4 – Distribuição dos pontos monitorizados com a estação total e localização da respectiva base.

4 – RESULTADOS E DISCUSSÃO

4.1 – Caracterização do maciço rochoso

Na generalidade dos afloramentos o granito de Terras de Bouro apresenta-se bastante meteorizado, oscilando entre o W3 e o W5 (ISRM, 1981). As variações litológicas prendem-se apenas com o aparecimento de filões aplíticos e quartzosos associados a descontinuidades. Na carta da Fig. 5 encontram-se assinaladas as atitudes das principais famílias de diaclases, bem como de falhas e filões encontrados. A cicatriz do deslizamento assume uma importância mais vincada na zona da falha 1, de atitude N 125°/62° NE, uma vez que coincide em larga medida com a referida estrutura, apresentando assim este local ser um sector chave para o estudo da instabilidade em causa.

4.2 – Caracterização mineralógica dos solos residuais

Os resultados da semi-quantificação por DRX obtidos na rocha total e na fracção < 2 µm encontram-se no Quadro 1. Na Fig. 6 são apresentados difractogramas de raios X da fracção < 2 µm, orientada, de uma amostra de solo residual granítico e de uma amostra do preenchimento da caixa de falha.

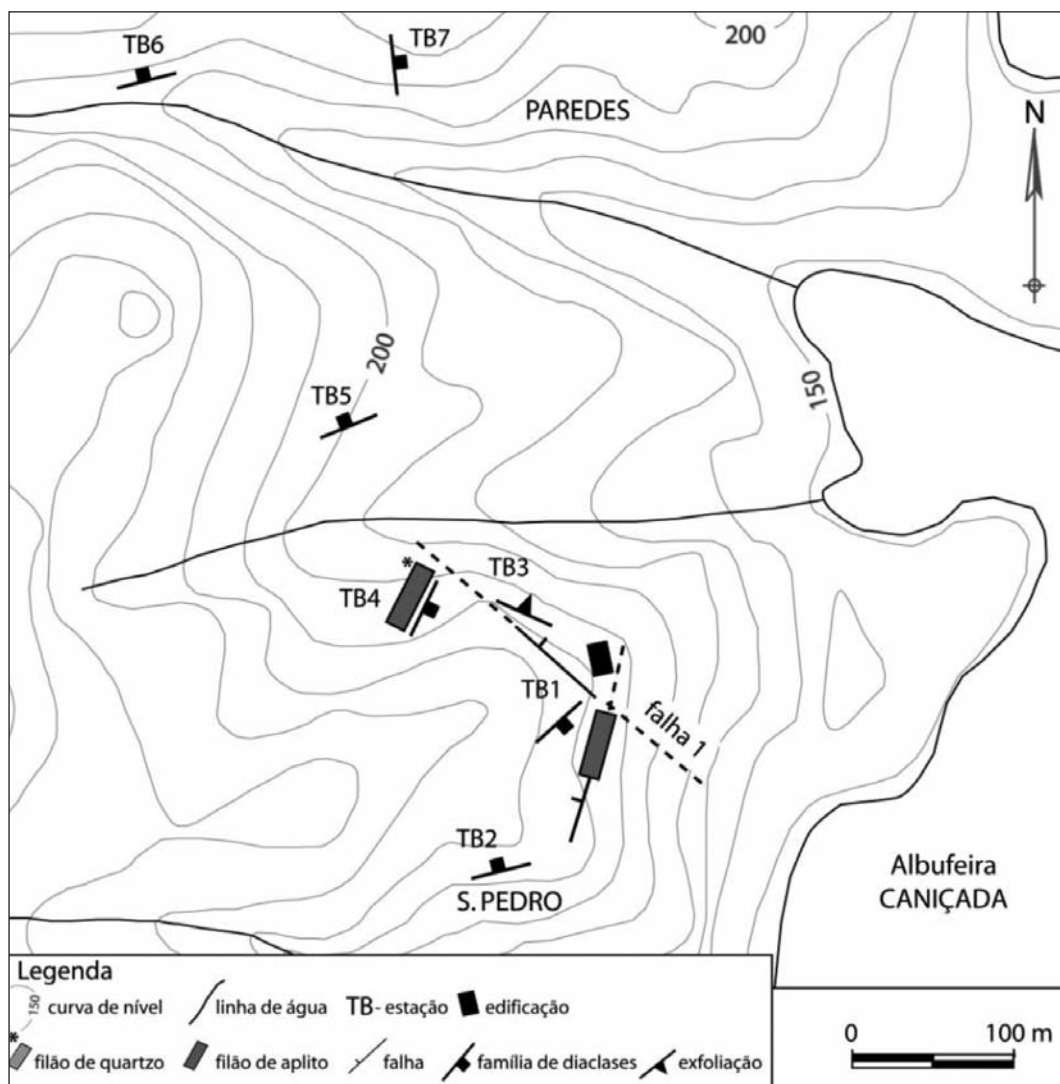


Fig. 5 – Levantamento geo-estrutural do sector.

Os resultados da semi-quantificação mostram uma elevada percentagem relativa de quartzo e uma semelhança nos seus teores nas amostras distribuídas nos perfis 1 e 2 (Quadro 1). Os teores relativos de feldspato potássico não variam verticalmente entre as amostras TB1.1 e TB1.6, mas parecem aumentar com a proximidade à falha no perfil 1, ao passo que no perfil 2 se verifica o inverso. As micas, por seu lado, não apresentam grandes variações, contudo aparentam aumentar verticalmente entre TB1.1 e TB1.6 e diminuir horizontalmente nos dois perfis com a proximidade à falha. A amostra TB1.2 destaca-se das restantes pelo seu baixo teor relativo de quartzo e elevado teor de feldspato potássico. Os teores de plagioclase são constantes nos dois perfis estudados. O elevado teor em quartzo relativamente aos restantes minerais (Quadro 1), a ausência de plagioclase em todas as amostras, excepto numa delas onde o seu teor é vestigial (2%), e a percentagem elevada de minerais secundários (21% em média) são características que traduzem um intenso grau de meteorização do granito de Terras de Bouro nos locais dos perfis 1 e 2.

Quadro 1 – Estimativa da composição mineralógica das diferentes amostras obtida por DRX da rocha total e da fracção < 2 µm. Valores em %. Q – Quartzo; FK – Feldspato Potássico; P – Plagioclase; M – Mica; MA – Minerais Argilosos; Gib – Gibsite; Goe – Goethite; I – Ilite; CE – Clorite-Esmectite; VC – Vermiculite-Clorite; IE – Ilite-Esmectite; C – Caulinite; Tr – Traço.

Origem	Amostra	Rocha Total							F < 2 µm						
		Q	FK	P	M	MA	Gib	Goe	I	CE	VC	IE	C	Gib	Goe
Solos Residuais	TB1.1	51	28	0	5	14	2	0	4	0	0	Tr	16	80	Tr
	TB1.2	11	50	0	2	25	12	0	1	0	1	0	8	90	Tr
	TB1.5	34	31	0	2	23	10	0	4	0	Tr	0	25	71	Tr
	TB1.6	50	28	2	9	0	11	0	1	0	0	0	1	98	0
	TB1.7	54	19	0	11	0	16	0	1	0	0	Tr	3	96	0
	TB1.8	60	14	0	9	13	4	0	3	0	0	0	6	91	Tr
	TB1.10	74	3	0	8	13	2	0	3	0	0	0	26	71	Tr
	TB2.1	70	14	0	7	6	3	0	0	0	0	0	10	90	0
Caixa de Falha	TB1.3	49	0	0	9	39	1	2	2	2	0	0	68	14	14
	TB1.4	8	Tr	0	1	78	0	13	Tr	Tr	0	0	89	6	5
	TB1.9	63	2	0	2	31	1	1	5	2	0	0	47	32	14

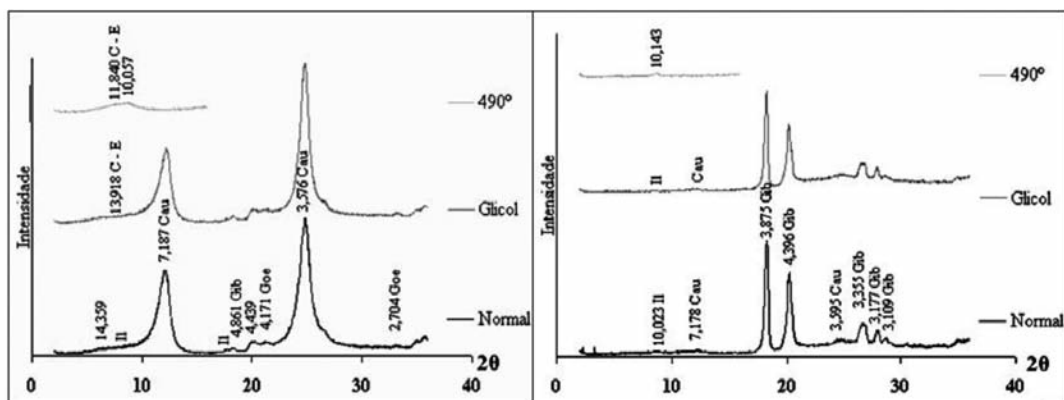


Fig. 6 – Difractogramas da fracção < 2 µm orientada, da amostra TB1.6 (perfil 1 – solo residual) (a) e da amostra TB1.4 (caixa de falha) (b); C-E: interestratificado clorite-esmectite; Il: ilite; Cau: caulinite; Gib: gibsite; Goe: goethite.

Os resultados da fracção < 2 µm mostram que os minerais secundários que caracterizam a meteorização são a caulinite e a gibsite. A análise comparativa destes minerais secundários e da sua semi-quantificação com a referida por Sequeira Braga (1988, 1999) explica a eficácia da lixiviação e o intenso grau de evolução mineralógica.

A fácies da meteorização do granito de Terras de Bouro, na área de estudo, afasta-se da meteorização (arenização) conhecida nos granitos do NW de Portugal, a qual se caracteriza por baixos teores (7%, em média) da fracção < 2 µm (Begonha, 1997, 2002; Sequeira Braga *et al.*, 2002).

De facto, dado o carácter pontual da área de estudo e do seu ambiente geológico, onde o granito é cortado por falhas, os teores de minerais argilosos nos perfis 1 e 2 são de 13%, em média. Na amostra TB2.1, situada num local mais afastado da influência destas estruturas geológicas, a meteorização caracteriza-se por baixos teores (9%) da fracção $< 2 \mu\text{m}$, tal como na meteorização regional.

Quanto à composição e variação mineralógica verifica-se, no perfil 1, que nas amostras mais próximas da caixa de falha (TB1.2 e TB1.5) os teores relativos em minerais argilosos aumentam e que entre os minerais secundários da fracção $< 2 \mu\text{m}$ a gibsita é dominante, seguida da caulinite (Quadro 1).

Por seu lado, as amostras da caixa de falha revelam baixos teores de feldspato potássico que, quando presente, não ultrapassa os 2% da rocha total. A existência de quartzo realça a origem granítica deste material. Na fracção $< 2 \mu\text{m}$ a caulinite é dominante seguida da gibsita, parecendo assim indicar piores condições de drenagem do que aquelas que se encontram nos solos residuais envolventes (Langmuir, 1997).

4.3 – Caracterização geotécnica

4.3.1 – Granulometria

No conjunto de amostras analisadas a percentagem de finos sugere dois grandes grupos (Fig. 7): as amostras cuja totalidade do seu material tem dimensões inferiores a $74 \mu\text{m}$, amostras da caixa de falha (TB1.3 e TB1.4), e aquelas em que o material nestas condições não ultrapassa os 25%, amostras de solos residuais e TB1.9, retirada de uma provável caixa de falha. Neste segundo grupo, TB1.5 e TB1.9 apresentam percentagens de finos entre os 20% e os 25%, TB1.2 situa-se nos 14% e as restantes amostras apresentam todas percentagens de finos $\leq 10\%$. No que diz respeito à fracção $< 2 \mu\text{m}$ a generalidade das amostras situa-se em teores $\leq 3\%$. As excepções são as amostras TB1.3 e TB1.4 (amostras da caixa de falha) que têm, para esta fracção, teores da ordem dos 17%. Assim, a maioria das amostras estudadas caracteriza-se por uma argilização muito fraca, nomeadamente, todas as amostras de solos residuais e a amostra TB1.9, retirada de uma provável

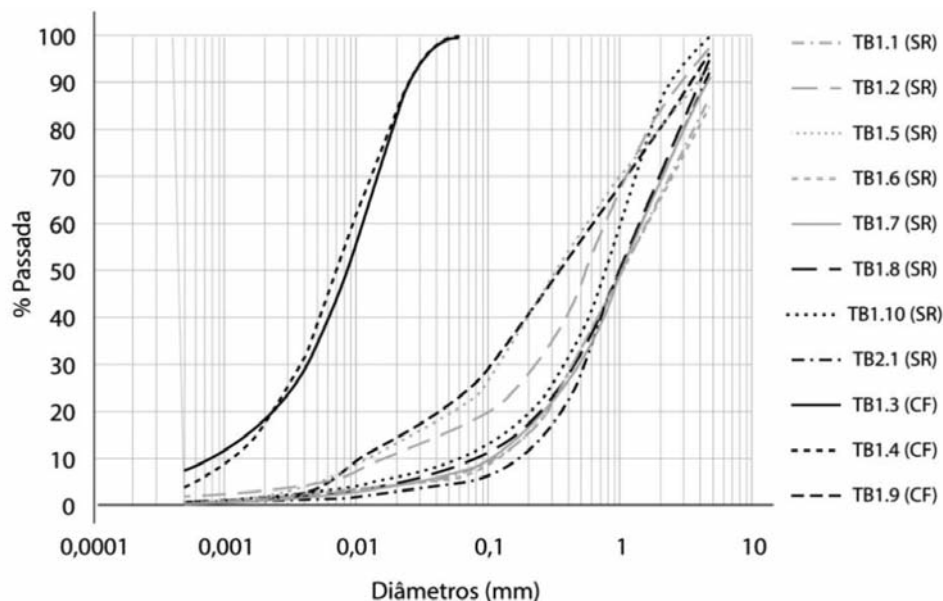


Fig. 7 – Curvas granulométricas das amostras estudadas.

caixa de falha. Por outro lado, estas mesmas amostras são marcadas por uma fragmentação elevada, com partículas grosseiras (0,25 mm – 2 mm) que variam entre os 33% de TB1.9 e os 66% de TB1.10. Neste intervalo as amostras TB1.3 e TB1.4 não apresentam qualquer partícula, revelando assim uma argilização preferencial em detrimento da fragmentação. Os coeficientes de uniformidade (Cu) e de curvatura (Cc) estão expressos no Quadro 2.

Quadro 2 – Características granulométricas das diversas amostras.

	Solos Residuais								Caixa de Falha		
	TB1.1	TB1.2	TB1.5	TB1.6	TB1.7	TB1.8	TB1.10	TB2.1	TB1.3	TB1.4	TB1.9
D₁₀	0,10	0,015	0,01	0,11	0,10	0,09	0,07	0,18	0,0007	0,0011	0,01
D₃₀	0,45	0,210	0,12	0,45	0,45	0,45	0,40	0,50	0,0041	0,0039	0,10
D₆₀	1,50	0,800	0,60	1,50	1,50	1,50	1,00	1,50	0,0110	0,0100	0,60
Cu	15,00	53,33	60,00	13,64	15,00	16,67	14,29	8,33	15,71	9,09	60,00
Cc	1,35	3,68	2,40	1,23	1,35	1,50	2,29	0,93	2,18	1,38	1,67

Com base nos valores de Cu e Cc, as amostras de solos residuais correspondem, na sua maioria, a solos bem graduados. Apenas as amostras TB1.2 (Cc = 3,68) e TB2.1 (Cc = 0,93) são solos mal graduados. O coeficiente de uniformidade, por seu lado, apresenta valores superiores a 6 para todos os casos. Estes resultados estão de acordo com a análise granulométrica realizada em 30 de 44 amostras de solos residuais do granito do Porto (Begonha, 1997; Begonha e Sequeira Braga, 2002), que mostrou tratarem-se de solos bem graduados e de granulometria extensa ($1 \leq Cc \leq 3$ e $Cu \geq 6$).

De um modo geral, verifica-se uma tendência para uma diminuição da granulometria com a proximidade à falha 1. Com efeito, as amostras retiradas da caixa de falha (TB1.3 e TB1.4) apresentam maiores percentagens de finos comparativamente às amostras mais afastadas desta estrutura no perfil 1 (TB1.1 e TB1.6) e às amostras do perfil 2. Neste contexto, a amostra TB1.9, apesar de ter sido retirada de uma provável caixa de falha, tem uma granulometria mais grosseira do que TB1.3 e TB1.4. Por seu lado, a amostra TB1.10, correspondente a um filão aplítico, parece traduzir a sua origem através da elevada fragmentação. Finalmente, a amostra TB2.1, retirada de um local mais afastado da falha 1, destaca-se por apresentar a menor expressão de material fino.

4.3.2 – Limites de consistência

No Quadro 3 encontram-se os valores dos limites de liquidez (w_L), de plasticidade (w_p), dos índices de plasticidade (I_p), as percentagens das fracções $< 2 \mu\text{m}$ ($F < 2 \mu\text{m}$) em cada uma das rochas totais e a actividade das argilas (A_i) das amostras ensaiadas.

Quadro 3 – Limites de liquidez, de plasticidade e índices de plasticidade, percentagens das fracções $< 2 \mu\text{m}$ em cada uma das rochas totais e actividade das argilas de TB1.3 e TB1.4.

Amostra	w_L	w_p	I_p	$F < 2 \mu\text{m}$	A_i
TB1.3	35%	31%	4%	18%	0,22
TB1.4	43%	37%	6%	17%	0,35

Segundo Matos Fernandes (1994) os valores do w_L para uma argila constituída por caulinite pura variam entre 38% e 59% e para amostras de ilite pura os valores do w_L seriam muito mais elevados (95% a 120%). O mesmo autor refere que o w_p para amostras de caulinite pura varia entre 27% e 37%. Os resultados obtidos para a amostra TB1.4 situam-se nos intervalos atrás referidos para os valores do w_L e do w_p da caulinite pura. Quanto à amostra TB1.3, o seu w_p situa-se dentro dos intervalos apresentados, já o w_L encontra-se ligeiramente abaixo, embora a diferença não seja muito elevada. Apesar disto, os valores do I_p (4% e 6%) são muito mais baixos que os indicados (11% a 23%) para amostras puras de caulinite (Matos Fernandes, 1994), tratando-se de solos pouco plásticos ($1 < I_p < 7$). Tendo em conta que ambas as amostras são constituídas na totalidade pela fracção $< 74 \mu\text{m}$, será a mineralogia da fracção $< 2 \mu\text{m}$ das amostras TB1.3 e TB1.4 (Quadro 1), constituída por caulinite (68% e 89%, respectivamente), gibbsite (14% e 6%, respectivamente), goethite (14% e 5%, respectivamente), ilite (2% e vestigial, respectivamente) e interestratificados (2% e vestigial, respectivamente), que justifica a pouca plasticidade do material que preenche a caixa de falha. Por seu lado, o valor de A_t (0,35) da amostra TB1.4 (Quadro 3) é muito próximo do valor de A_t (0,38) para a caulinite (Matos Fernandes, 1994). Já a actividade da argila da amostra TB1.3 (0,22) é mais baixa que aqueles valores. De facto, a maior percentagem de gibbsite e de goethite (minerais não activos) contribui para o mais baixo valor de A_t na amostra TB1.3 relativamente à amostra TB1.4.

4.3.3 – Classificação dos solos

O conjunto de dados reunidos permitiu classificar cada uma das amostras através da classificação unificada dos solos ASTM D 2487 – 85, a qual tem como parâmetros essenciais a granulometria e os limites de consistência (Correia, 1988) (Quadro 4).

Quadro 4 – Classificação das várias amostras de acordo com a norma ASTM D 2487 – 85.

Classificação	
Amostra	Solos residuais (saprólitos graníticos e aplíticos)
TB1.1	SW-SM – Areia bem graduada com silte
TB1.2	SM – Areia siltosa
TB1.5	SM – Areia siltosa
TB1.6	SW-SM – Areia bem graduada com silte
TB1.7	SW-SM – Areia bem graduada com silte
TB1.8	SW-SM – Areia bem graduada com silte
TB1.10	SW-SM – Areia bem graduada com silte
TB2.1	SP – Areia mal graduada
Material da Caixa de Falha	
TB1.3	CL-ML – Argila siltosa
TB1.4	CL-ML – Argila siltosa
TB1.9	SM – Areia siltosa

4.4 – Caracterização hidrogeológica

4.4.1 – Permeabilidade

No Quadro 5 apresentam-se os resultados dos ensaios de permeabilidade.

Quadro 5 – Valores de R_1 , R_2 e de K_{fs} para os vários ensaios de permeabilidade.

Ponto	R_1 (cm/s)	R_2 (cm/s)	K_{fs} (cm/s)
ACFB1	5×10^{-3}	$6,67 \times 10^{-3}$	$1,2 \times 10^{-5}$
ABFB1	$1,67 \times 10^{-3}$	$8,33 \times 10^{-3}$	$8,9 \times 10^{-4}$
ABFB2	$6,67 \times 10^{-3}$	$31,67 \times 10^{-3}$	$3,3 \times 10^{-3}$
NF1	$5,83 \times 10^{-3}$	15×10^{-3}	$1,1 \times 10^{-3}$
NF2	10×10^{-3}	15×10^{-3}	$2,7 \times 10^{-4}$

De acordo com Lencastre e Franco (1992), os resultados obtidos correspondem a areias finas no ponto ABFB2, a um solo entre a areia fina e a areia siltosa no ponto NF1, a areia siltosa no ponto ABFB1, a um solo entre a areia siltosa e o silte no ponto NF2 e a silte no ponto ACFB1. Neste último caso a observação *in situ* não evidenciou existência de uma granulometria tão fina. Embora esta possibilidade não possa ser totalmente descartada, neste contexto, é importante referir que o ponto do ensaio se situava numa pequena propriedade agrícola onde existia bastante vegetação herbácea cujas raízes poderão ter influenciado o resultado.

Quando cruzados com a classificação dos solos pela norma ASTM D 2487 – 85, os resultados obtidos para a permeabilidade saturada, na generalidade, não diferem muito dos esperados para o tipo de solo em questão. Assim, sabendo-se que os terrenos em causa são essencialmente arenosos, podendo em certos casos conter silte, tanto o resultado de ABFB1, como o de ABFB2, como o de NF1 não merecem considerações de maior. A permeabilidade mais baixa de NF2, condizente com solos siltosos, está de acordo com o facto de pertencer a uma caixa de falha cujo solo foi classificado como “argila siltosa”. Na realidade, a permeabilidade encontrada corresponde até a solos com uma granulometria mais grosseira do que a do local em questão. Este facto poderá ser justificado pelo estado de secura em que se encontrava o terreno na altura do ensaio, situação propícia à existência de fendas de retração em materiais argilosos e, conseqüentemente, ao aumento da sua permeabilidade.

4.4.2 – Infiltração

Segundo Custodio e Llamas (1983) a infiltração profunda ou eficaz, quando varia o conteúdo de humidade no solo, é dada pela equação 2 onde Inf é a infiltração eficaz ou profunda, IP a pluviosidade – escoamento superficial, ET a evapotranspiração, ΔM a variação de humidade no solo, P a pluviosidade, ES o escoamento superficial, E a evaporação na superfície e RS a retenção superficial:

$$\text{Inf} = \text{IP} - \text{ET} + \Delta M = \text{P} - \text{ES} - \text{E} - \text{RS} - \text{ET} + \Delta M \quad (2)$$

A aplicação desta equação exige o conhecimento de todas as variáveis que a compõem. Todavia, a determinação de parte delas, particularmente do escoamento superficial, revela-se extremamente difícil. Neste estudo optou-se por avaliar a infiltração profunda por um balanço sequencial diário.

Este método baseia-se na fórmula empírica do “Soil Conservation Service” (Soil Conservation Service, 1964) e permite estimar um valor do escoamento superficial partindo do valor da precipitação e do valor de N, número de curva, que depende do tipo hidrológico de solo, da sua utilização e das condições de superfície (Lencastre e Franco, 1992). No presente estudo estes cálculos foram feitos recorrendo à folha de cálculo desenvolvida por Canas *et al.* (2003). Os valores da precipitação na zona de estudo necessários para o cálculo da infiltração foram obtidos no SNIRH (2005). A utilização daquele programa requer, além da precipitação diária, o conhecimento de três outras variáveis: a reserva utilizável, a evapotranspiração potencial (ETP) para cada mês do ano e o número de curva. O valor da capacidade utilizável foi obtido em Lima (2001), tendo sido adoptado o valor de 110 mm.

A evapotranspiração potencial foi também estimada partindo dos valores apresentados por Lima (2001) pelo método de Thornthwaite (1944) e corresponde à média aritmética da evapotranspiração potencial mensal das estações de Braga, Cabril e Ponte da Barca (Quadro 6).

Quadro 6 – Valores da ETP mensal (em mm) obtidos por Lima (2001) pelo método de Thornthwaite (1944) para Braga, Ponte da Barca (P. B.) e Cabril e respectivo valor atribuído à estação virtual de Rio Caldo (R. C.).

	Out	Nov	Dez	Jan	Fev	Mar	Abr	Mai	Jun	Jul	Ago	Set
Braga	61,8	32,8	24,5	23,2	23,6	40,2	50,0	75,7	101,2	122,8	111,7	86,4
P. B.	59,2	34,1	24,1	19,1	21,9	40,8	52,6	81,6	104,1	131,0	121,7	88,0
Cabril	59,2	32,6	23,6	20,7	20,0	38,4	45,2	69,7	99,3	129,3	121,0	94,6
R. C.	60,1	33,2	24,1	21,0	21,8	39,8	49,3	75,7	101,5	127,7	118,1	89,7

Quanto ao número de curva (N), recorreu-se à tabela apresentada por Lencastre e Franco (1992). O valor utilizado para condições de elevada humidade foi de 89 e para as restantes situações de 76. Com base nos valores estimados para cada variável calcularam-se automaticamente os valores de infiltração e de escoamento superficial diários. A evolução da precipitação e da infiltração ao longo do ano hidrológico de 2003-2004 pode observar-se na Fig. 8.

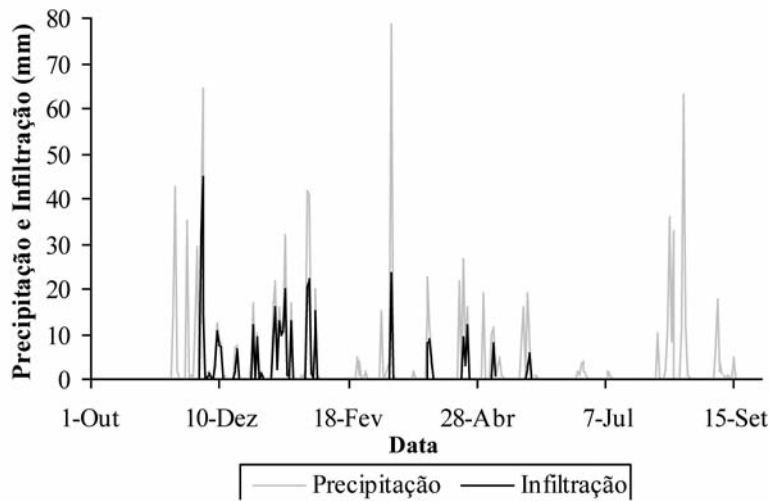


Fig. 8 – Evolução da precipitação e da infiltração durante o ano hidrológico de 2003-2004.

4.4.3 – Piezometria

Os resultados da monitorização piezométrica encontram-se na Fig. 9.

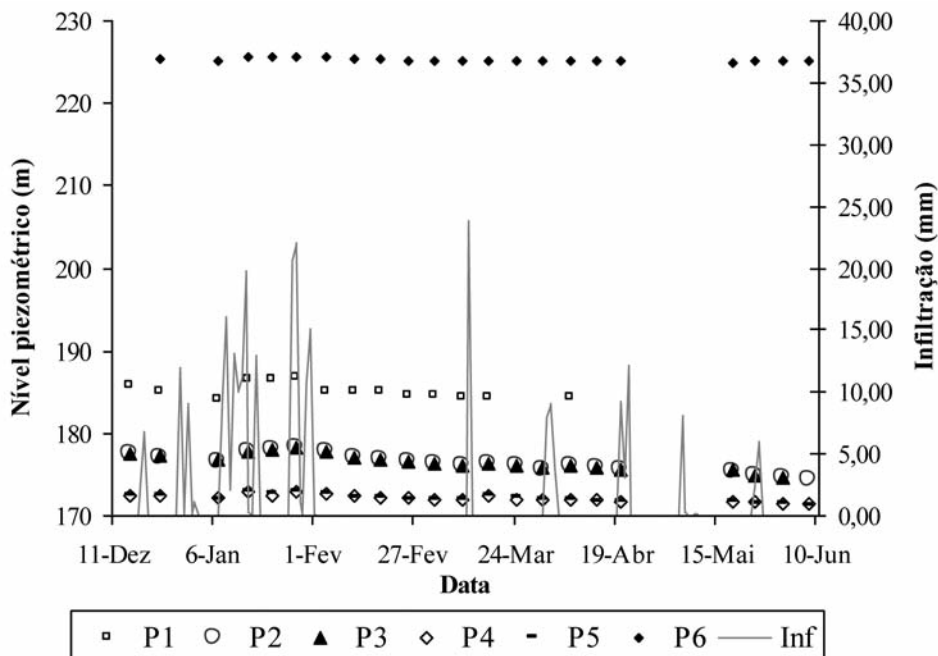


Fig. 9 – Variação dos níveis piezométricos dos diversos pontos monitorizados entre Dezembro de 2003 e Junho de 2004 e evolução da infiltração no mesmo período.

Quanto ao comportamento do nível piezométrico, de um modo geral verifica-se uma descida entre 15 de Dezembro de 2003 e 7 de Janeiro de 2004, seguida de uma subida durante três semanas, sucedendo-se uma tendência geral de descida. Observa-se uma grande semelhança entre os registos dos pontos 2 e 3 bem como dos pontos 4 e 5, tanto em termos de variação como de valores obtidos. Isto pode ser explicado pela proximidade entre eles (Fig. 2). Os pontos 2 e 3 apresentam as maiores amplitudes de nível (3,94 m e 3,48 m respectivamente), enquanto o ponto 6 exibe a mais baixa (0,74 m). Este último caso pode ser explicado pela presença de um pequeno curso de água na proximidade. As diferenças entre os níveis nos vários piezómetros devem-se às diferentes altitudes dos vários pontos monitorizados conjuntamente com a profundidade da superfície piezométrica (Ferreira e Lima, 2007).

4.4.4 – Determinação de relações matemáticas

Analisando os valores da recarga aquífera conjugadamente com a subida dos níveis piezométricos (Fig. 9) é possível estabelecer uma relação matemática entre os dois. Por outro lado, a descarga aquífera produz um rebaixamento do nível piezométrico de acordo com equações matemáticas que reflectem propriedades intrínsecas dos aquíferos. Analisando os períodos de descarga do aquífero, estabeleceram-se relações matemáticas que descrevem o rebaixamento da superfície piezométrica (Fig. 10). Os piezómetros apresentam diferentes taxas de rebaixamento que reflectem as heterogeneidades do aquífero.

Considerando períodos em que houve uma subida contínua do nível, estabeleceu-se a seguinte relação entre esta variável e a infiltração, onde RA é a recarga aquífera (mm), SN a subida do nível piezométrico (mm), D o decréscimo diário do nível piezométrico (declive das rectas dos gráficos da Fig. 10) (mm); t = número de dias em consideração e PE a porosidade efectiva (%):

$$RA = \frac{(SN + D \times t) \times PE}{100} \tag{3}$$

Resolvendo a equação 3 em ordem a PE, obter-se-á a porosidade efectiva. A recarga aquífera considerada corresponde à soma dos valores de recarga diária estimados para os períodos em apreço. Os valores obtidos para cada ponto em diferentes períodos apresentam algumas variações, pelo que se optou por determinar a média de todos eles. As médias relativas às zonas correspondentes a cada ponto de água monitorizado encontram-se no Quadro 7.

Os valores de porosidade efectiva obtidos são habitualmente encontrados em siltes e areias (Lencastre e Franco, 1992) e estão de acordo com o tipo de solo local. As diferenças de valores de porosidade efectiva entre piezómetros muito próximos (ex.: P2 – P3 e P4 – P5) estão, provavelmente, relacionadas com propriedades das diferentes fracturas atravessadas por cada um deles, nomeadamente o seu preenchimento.

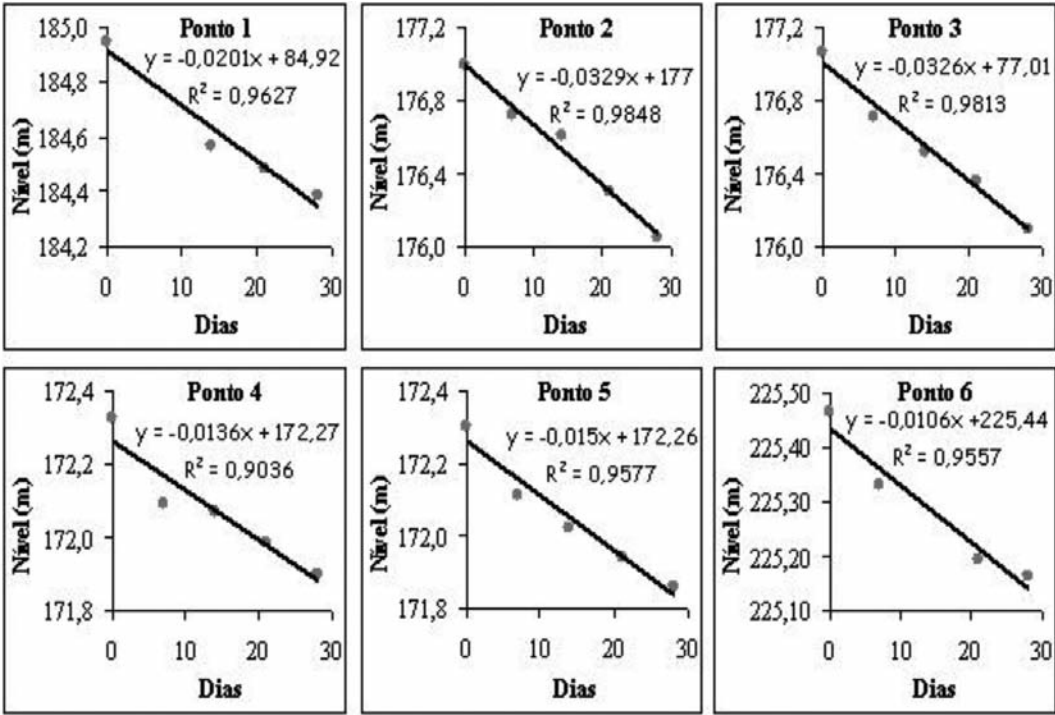


Fig. 10 – Funções de rebaixamento do nível piezométrico dos vários pontos monitorizados.

Quadro 7 – Porosidades efectivas calculadas para as zonas relativas a cada ponto monitorizado.

	Ponto 1	Ponto 2	Ponto 3	Ponto 4	Ponto 5	Ponto 6
Porosidade efectiva	7%	9%	12%	13%	15%	27%

4.4.5 – Simulação dos níveis piezométricos no ano hidrológico 2000/2001

Para se simular a variação do nível piezométrico no ano hidrológico de 2000/2001, época que engloba a altura da ocorrência do deslizamento que é objecto de estudo, foi necessário estimar um nível de água no solo no início dos cálculos. Convencionou-se que o nível piezométrico em 30 de Setembro de 2000 seria equivalente ao nível piezométrico em 30 de Setembro de 2004, visto que no final de anos hidrológicos que não tenham sido excepcionais do ponto de vista da precipitação global, e cujo último quadrimestre não tenha sido anormalmente chuvoso, o nível piezométrico costuma ser sensivelmente o mesmo. O nível piezométrico em 30 de Setembro de 2004 foi calculado partindo do último valor medido (Fig. 9) e aplicando a esse valor a correspondente equação de rebaixamento para o número de dias e zona em causa. Os valores resultantes encontram-se no Quadro 8.

Quadro 8 – Níveis base, em metros, utilizados para a simulação da variação do nível piezométrico no ano hidrológico de 2000/2001.

	Ponto 1	Ponto 2	Ponto 3	Ponto 4	Ponto 5	Ponto 6
Nível base (m)	181,60	170,55	170,77	169,80	169,58	223,82

Partindo dos níveis base e dos valores diários de infiltração calcularam-se os níveis diários para todo o ano, sendo que para aquelas alturas em que houve recarga se aplicou a equação 4, onde PE é a porosidade efectiva (%), RA a recarga aquífera (mm), SN a subida do nível piezométrico (mm) e D o decréscimo diário do nível piezométrico (declive das rectas dos gráficos da Fig. 10) (mm):

$$SN = \frac{RA}{\frac{PE}{100}} - D \quad (4)$$

Para as épocas em que não ocorreu recarga, foi utilizada a função de rebaixamento do nível piezométrico correspondente a cada ponto de água em questão, substituindo o valor fixo de y para o “Dia 0” pelo nível piezométrico do dia anterior a cada período em que não ocorreu recarga. A Fig. 11 ilustra a evolução diária dos níveis estimados para o ano hidrológico 2000/2001.

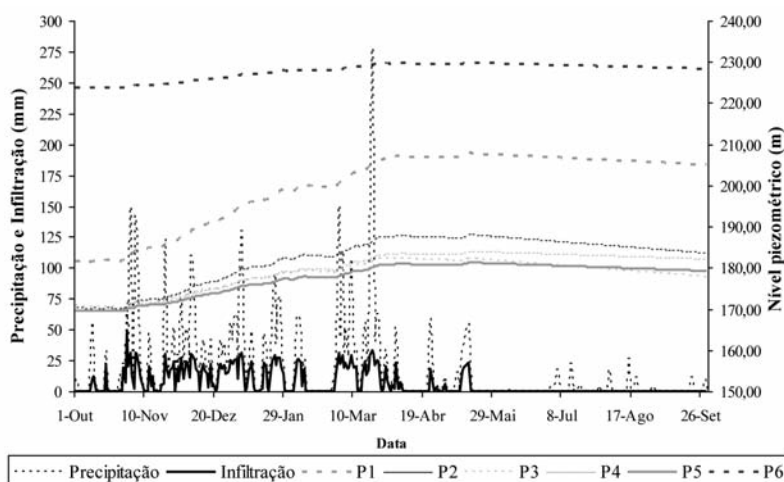


Fig. 11 – Evolução da precipitação e da infiltração durante o ano hidrológico de 2000/2001 e estimativa da evolução dos níveis no ano hidrológico 2000/2001 nos diferentes piezómetros.

A verificação desta variação no nível piezométrico em função da precipitação é importante em maciços terrosos, dado que a saturação do solo, incrementando o peso específico do material, reflecte-se directamente na redução da sua resistência ao cisalhamento e, assim, no aumento da pressão neutra (com consequente diminuição da tensão efectiva do solo).

4.5 – Estudos de estabilidade

4.5.1 – Factores e tipos de instabilidade

Para além dos aspectos hidrogeológicos, a inclinação da vertente (ψ_v), o ângulo de atrito (Φ) e a coesão do material que a compõe (c) são os factores mais importantes na análise da instabilidade de uma vertente. Relacionada com a coesão da rocha está a sua fracturação. Quando uma rocha se encontra pouco alterada e as descontinuidades preexistentes se constituem como as ligações mais fracas, como nas vertentes rochosas, a superfície de deslizamento tende a ser ditada por essas descontinuidades e a instabilidade assume a forma de deslizamento planar, deslizamento em cunha e “toppling” (Hudson e Harrison, 1997). Quando o material está bastante alterado, como nos solos residuais, a instabilidade tende a assumir a forma de um deslizamento curvilíneo. Serão estas as quatro divisões consideradas para proceder à análise do caso em apreço, tendo também em conta que existem casos intermédios em que a dita superfície ocorre parcialmente em descontinuidades e parcialmente através de zonas de rocha alterada, visto que, se numa região instável existir uma descontinuidade importante, a superfície de deslizamento tenderá a seguir essa estrutura o mais aproximadamente possível (Hudson e Harrison, 1997).

Uma vez que o deslizamento se encontra na intersecção de duas vertentes de direcções diferentes e o movimento poderá ter ocorrido em múltiplas direcções, foram consideradas as direcções das duas vertentes que se intersectam e uma direcção intermédia (Fig. 2). As inclinações de cada uma destas vertentes foram determinadas a partir da carta topográfica. Acharam-se duas inclinações para cada vertente: i) a inclinação média (IM); ii) a inclinação na zona onde o deslizamento é perceptível (IZD), e escolheu-se a maior delas arredondada às unidades (ψ_v) para ser utilizada na projecção (Quadro 9). O ângulo de atrito adoptado foi de 10°. A adopção de um ângulo de atrito baixo (10°), utilizando para o efeito os dados de Borges e Correia (2003) e Barton (1988), foi no sentido de maximizar a possibilidade de deslizamentos para que, assim, a margem de segurança na interpretação dos resultados fosse maior.

Quadro 9 – Atitudes das três vertentes consideradas.

Vertente	1	2	3
Direcção	N 294°	N-S	N 327°
IM	28° NE	22° E	21° NE
IZD	30° NE	20° E	22° NE
ψ_v	30° NE	22° E	22° NE

4.5.1.1 – Deslizamento planar

As projecções relativas a deslizamentos planares para as três vertentes consideradas encontram-se na Fig. 12 – a, b, c. Da observação da figura, verifica-se a inexistência de pólos (falha 1 in-cluída) no interior da área de risco, pelo que a probabilidade de um deslizamento planar, segundo esta abordagem, é nula.

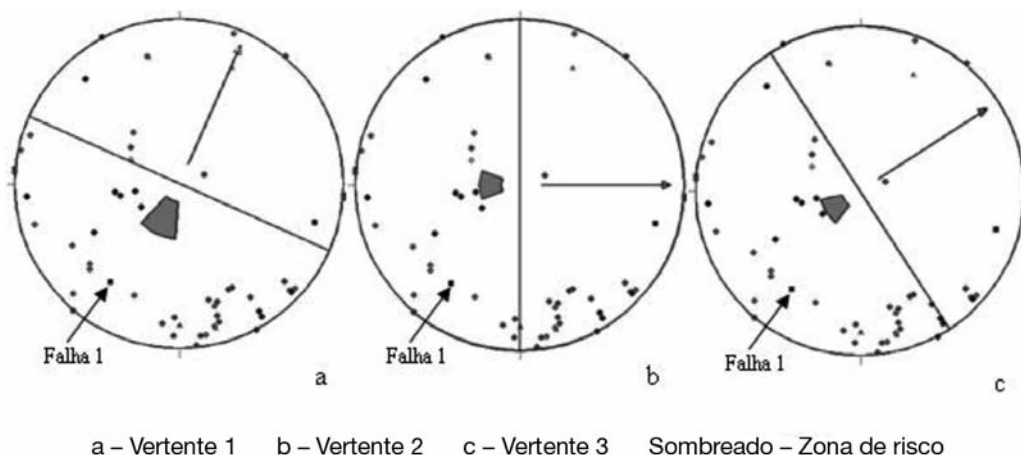


Fig. 12 – Estudos de estabilidade para deslizamentos planares.

4.5.1.2 – Deslizamento em cunha

Dado o elevado número de descontinuidades a projectar, optou-se por seguir o método no qual se agrupam as várias descontinuidades em famílias e se utiliza um plano representativo de cada uma dessas famílias na determinação das intersecções. O agrupamento das descontinuidades em famílias foi feito com recurso a diagramas de densidades (Rede de Schmidt, hemisfério inferior) elaborados no programa “Stereonet”. Os diagramas a, b e c da Fig. 13 correspondem aos estudos de estabilidade efectuados para os deslizamentos em cunha relativos a cada uma das vertentes consideradas. Observam-se intersecções que caem no interior da zona de risco da vertente 1 que, apesar de serem pouco numerosas e de, pela avaliação *in situ*, não parecerem estar directamente relacionadas com o deslizamento, impossibilitam a exclusão total de rupturas em cunha naquela zona. Todavia, quando se considera a falha que coincide com uma das linhas de ruptura (Fig. 14 – a, b, c), verifica-se que, segundo a abordagem adoptada, não há possibilidade de ocorrer deslizamento em cunha tendo esta falha como um dos planos responsáveis.

Apesar do agrupamento das várias descontinuidades em famílias ter como vantagem uma fácil interpretação visual dos resultados, tem o inconveniente de não levar em conta o que se passa no

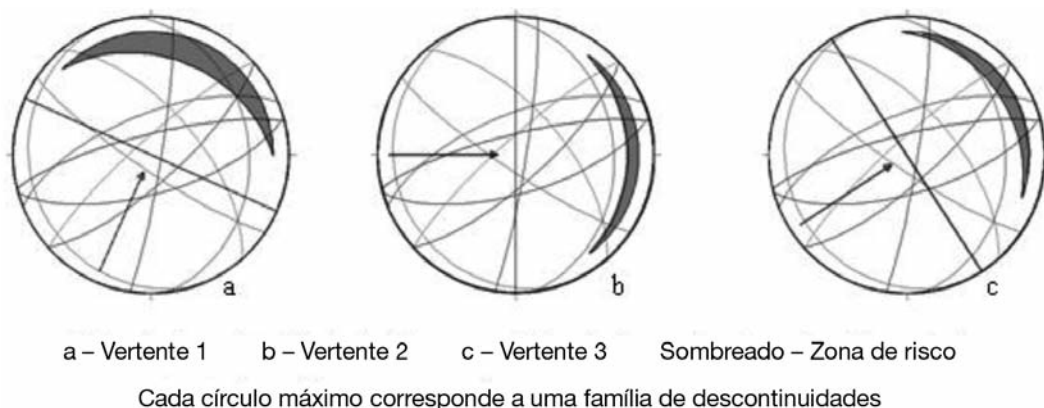


Fig. 13 – Estudos de estabilidade para deslizamentos em cunha.

interior dessas famílias, pelo que dever-se-á ter em atenção que a existência de intersecções de risco no interior de cada família é uma possibilidade que não poderá ser totalmente excluída.

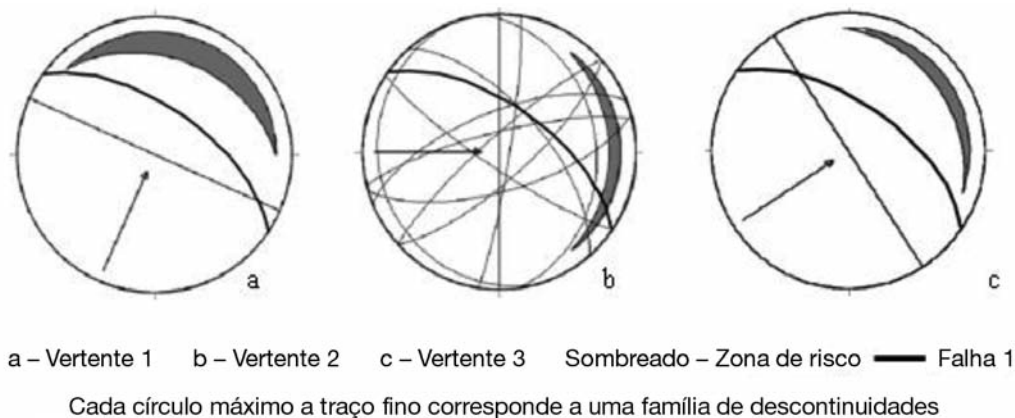


Fig. 14 – Estudos de estabilidade para deslizamentos em cunha relativos à falha principal.

4.5.1.3 – “Toppling”

Um novo factor fundamental surge agora para a ocorrência deste tipo de movimento: a geometria do bloco (Hudson e Harrison, 1997). De facto, segundo estes autores, um bloco de espessura b e de altura h sobre um plano com a inclinação ψ , apenas basculará se $b/h < \tan \psi$. Os blocos que podem bascular têm, assim, uma geometria tendencialmente marcada por bases mais curtas do que a altura. Não se verificou *in situ* a existência de blocos que conjugassem essas características, razão pela qual a ocorrência de “toppling” foi excluída.

4.5.1.4 – Deslizamento curvilíneo e factor de segurança

Atendendo ao estado de alteração da rocha local, existe uma forte probabilidade da instabilidade em questão ser de natureza contínua. As instabilidades de natureza contínua têm, em secção, um aspecto curvilíneo, aproximando-se da configuração circular, de acordo com a menor ou maior anisotropia do material, havendo ainda casos em que certas zonas da superfície de ruptura podem ser planas, como, por exemplo, quando uma falha está presente (Hudson e Harrison, 1997). Para se avaliar a possibilidade de ocorrência de um deslizamento curvilíneo na zona em estudo, procedeu-se à determinação do factor de segurança para este tipo de deslizamento, tendo em conta características locais e dados bibliográficos correspondentes a zonas com características geológicas próximas da encontrada na área em questão. Para tal, recorreu-se ao programa SLOPE/W (GSI, 2002) que, embora só permita simular deslizamentos puramente circulares, foi de extrema importância para avaliar a susceptibilidade local a deslizamentos do género. O SLOPE/W resolve duas equações de factores de segurança, uma que satisfaz o equilíbrio de forças e outra o equilíbrio de momentos, e utiliza a formulação do “General Limit Equilibrium” (GLE) para calcular o factor de segurança. Foi este o método utilizado para a análise do problema em causa.

Para o cálculo do factor de segurança (FS) a partir do SLOPE/W estabeleceram-se três modelos de vertente a ser testados. As propriedades geotécnicas em profundidade foram inferidas do relató -

rio da execução de um furo para captação de água na zona da instabilidade, o qual revela quatro zonas, que se estendem, partindo da superfície, até 1 metro, da base desta primeira até aos 14 metros, dos 14 metros até aos 34 metros e da base desta última até aos 71 metros. A primeira zona é constituída por solo orgânico, a segunda por saibro (W5), a terceira constitui-se de granito alterado (W3-W4) e a última de granito semi-compacto (W2). Para profundidades superiores a 71 metros não há informações disponíveis, uma vez que o furo não ultrapassou esse valor. Na determinação do factor de segurança, a zona correspondente ao solo orgânico, devido à sua curta espessura, foi incluída na zona seguinte e tratada da mesma forma. Importa ainda referir que se considerou que a inclinação das diversas zonas deveria ser idêntica à inclinação da vertente em causa, dado que a forma do manto de alteração tem tendência a seguir o relevo. A escolha dos valores dos parâmetros das diferentes zonas foi ponderada de acordo com o que foi possível observar *in situ* e utilizando dados bibliográficos para valores de peso específico (a partir das densidades apresentadas por Begonha *et al.* (2010) e de pesos específicos presentes em Matos Fernandes (1994) relativos a granitos do N. de Portugal). Recorreu-se ainda aos valores das classes de RMR que mais se ajustavam ao zonamento da vertente em estudo, tanto para a maioria dos valores de coesão da rocha, exceptuando a coesão de 55 kPa (Viana da Fonseca *et al.*, 1994), como para o ângulo de atrito. A Fig. 15 resume estas propriedades geotécnicas em função do zonamento geotécnico da vertente.

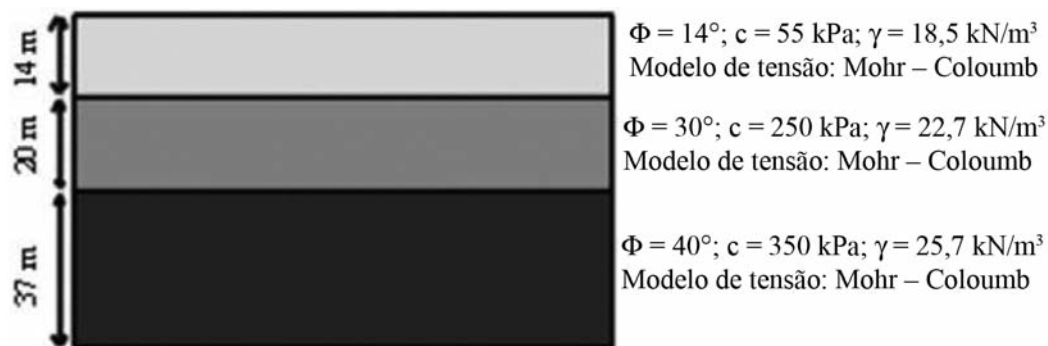


Fig. 15 – Espessura vertical e propriedades geotécnicas das várias zonas constituintes do modelo utilizado para o cálculo de factores de segurança através do SLOPE/W.

O SLOPE/W permite incluir nos cálculos o nível piezométrico (ver secção 4.4.5). Com base nesses dados criou-se uma carta de isopiezas para o dia 31 de Dezembro de 2000 (Fig. 16), dia em que a água no solo terá atingido valores mais altos durante esse mês. A Fig. 17 ilustra os resultados obtidos pelo “GLE” para cada uma das vertentes.

Como é visível, as superfícies de deslizamento com factores de segurança mais baixos ocorrem na parte inferior das vertentes. O FS da vertente 1 é o mais baixo, registando um valor não muito confortável. Quanto às duas outras vertentes o FS é superior a 1,6. Deste modo, pode dizer-se que, nas condições simuladas, não se verificou a hipótese do deslizamento em apreciação ser explicado por deslizamento curvilíneo.

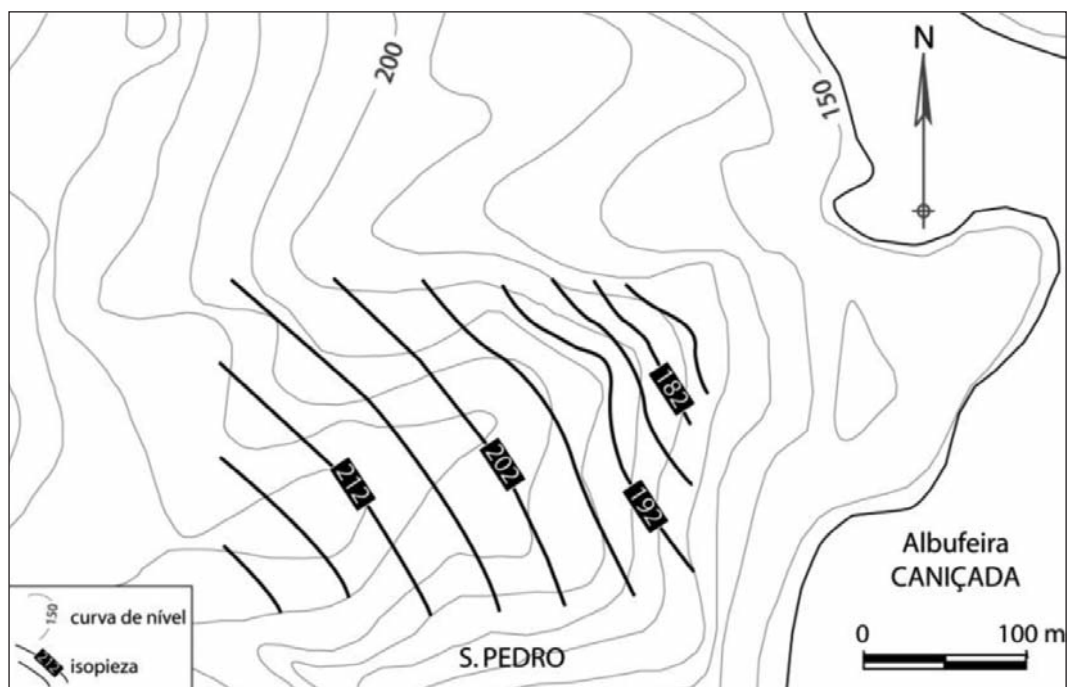


Fig. 16 – Carta de isopiezas (em metros) do local da instabilidade.

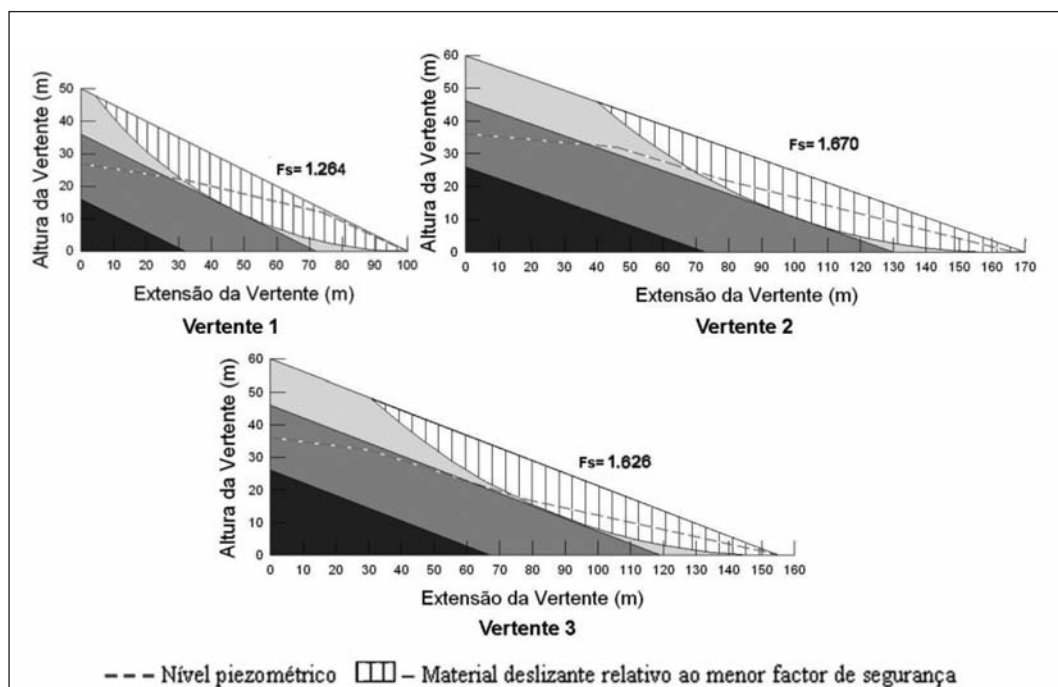


Fig. 17 – Factores de segurança e superfícies de deslizamento obtidos pelo método “GLE”.

4.6 – Monitorização

A Fig. 18 ilustra a variação da distância entre P2 e P3. Os valores positivos correspondem a afastamentos e os negativos a aproximações. Observando o gráfico ressalta a ideia de que, durante o período de monitorização, aparentemente, terão ocorrido várias aproximações e vários afastamentos entre estes pontos. Sublinhe-se que os pontos aqui referidos estão a ser usados como exemplo, todavia, verificaram-se situações semelhantes para todos os outros pares de pontos. Deste modo, à partida, o conjunto de resultados poderia sugerir ciclos de afastamento e contracção, porventura explicados pelo ciclo hidrológico. Esta explicação, porém, é contrariada por um pormenor fundamental: a variação das distâncias ao longo do tempo não se efectua de acordo com os pares de pontos em questão, sendo aleatória para pares constituídos por um ponto colocado no seio da massa deslizante e outro no seu exterior, bem como para dois pontos colocados sobre a referida massa e para dois pontos colocados fora dela. Uma outra hipótese explicativa seria o afastamento progressivo da potencial massa deslizante seguido de movimentos no mesmo sentido das zonas envolventes. Isto implicaria deslocamentos que, no final da monitorização, seriam facilmente detectáveis a olho nu, facto que não se verificou. Assim, parece que as variações semanais encontradas serão essencialmente devidas a erros que não se conseguiram eliminar do processo de medição. Sabendo-se que uma mesma medição efectuada várias vezes com um determinado instrumento vai dando, de acordo com a incerteza associada, valores aleatórios em torno de uma média que tende para o valor real, a média de todas as variações das distâncias horizontais obtidas para cada par de pontos deverá, no caso destas corresponderem exclusivamente a incertezas, ser muito próxima de zero. A partir da observação da Fig. 18, verifica-se que os valores da variação semanal das distâncias entre os pontos em questão se distribuem de uma forma equilibrada de ambos os lados do eixo das abcissas, indicando que as suas médias deverão andar muito próximas de zero. As médias das variações semanais das distâncias para cada par de pontos encontram-se no Quadro 10.

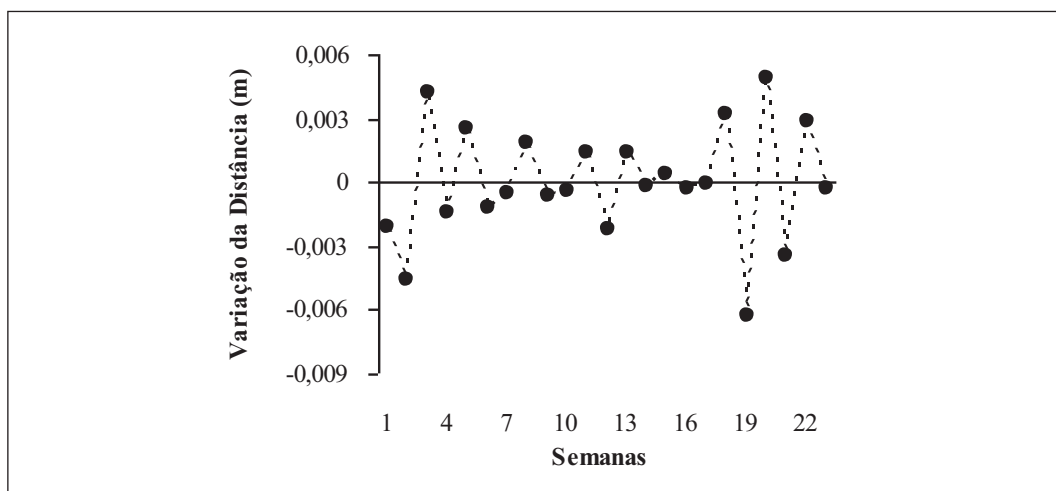


Fig. 18 – Variação da distância entre P2 e P3.

A generalidade das médias das variações semanais das distâncias encontra-se muito próxima de zero. Analisando, de forma diferenciada, pares constituídos por pontos que se encontravam no seio da provável massa deslizante e outros que se encontravam no seu exterior, não se observam diferenças significativas relativamente ao panorama geral. Esta é mais uma indicação de que o local se terá mantido estável durante o período de monitorização, dado que, a ter-se verificado um deslo-

camento, este resultaria em aproximações e afastamentos diferenciais consoante os pontos em questão. Os resultados obtidos não permitem excluir totalmente a possibilidade de terem ocorrido movimentações durante o período de monitorização, porém, na eventualidade disso ter acontecido, o deslocamento teria sido muito pequeno, provavelmente com valores inferiores ao milímetro. Neste contexto, é razoável aceitar-se que este sector se manteve estável.

Quadro 10 – Médias das variações semanais das distâncias entre os pontos monitorizados (mm).

	P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7	P8	P9
P1	-	-0,82	-0,88	-0,78	-0,32	-0,02	-1,46	-1,86	0,09
P2	-	-	-0,07	0,26	0,40	0,79	-0,81	-1,09	1,09
P3	-	-	-	0,50	0,21	0,85	-1,12	-1,24	1,11
P4	-	-	-	-	-0,43	0,63	-1,31	-1,58	0,73
P5	-	-	-	-	-	0,46	-0,03	-0,72	0,63
P6	-	-	-	-	-	-	0,46	-0,03	-0,72
P7	-	-	-	-	-	-	-	0,01	2,18
P8	-	-	-	-	-	-	-	-	2,28
P9	-	-	-	-	-	-	-	-	-

5 – ESBOÇO DE MODELAÇÃO

O conjunto de estudos executados ao longo do presente trabalho levou à emergência do deslizamento composto como provável mecanismo subjacente à instabilidade de Rio Caldo. Atendendo a que, numa região instável, sempre que uma descontinuidade importante, uma falha ou uma camada de argila está presente, a superfície de deslizamento tende a segui-la o mais aproximadamente possível (Hudson e Harrison, 1997) e considerando a direcção da falha principal, que se encontra muito próxima da direcção da vertente 1 (aproximadamente 11° de diferença), a qual apresenta um factor de segurança para deslizamentos circulares relativamente baixo, chegou-se ao modelo que é apresentado na Fig. 19.

Este modelo apoia-se na presença de uma caixa de falha como um dos factores concorrentes para a instabilização do local. A elevada pluviosidade do Inverno de 2000/2001 terá favorecido a lubrificação da caixa de falha, bem como o aumento da pressão a montante, com uma consequente alteração da situação de equilíbrio. Tendo em conta que a referida caixa de falha é preenchida por materiais com limites de liquidez da ordem dos 35% e 43%, não é de excluir que, em certas zonas, houvesse solo a ter um comportamento líquido, contribuindo assim para o aumento da probabilidade de deslizamento. Por outro lado, as piores condições de drenagem no seio desta mesma caixa de falha, relativamente ao meio envolvente, indiciadas pela composição da sua fracção < 2 µm, apoiam a tese de um forte aumento da pressão a montante que terá favorecido o rompimento do terreno. Uma outra característica local que sustenta um deslizamento deste género é a grande espessura de substrato rochoso alterado. Com efeito, a alteração da rocha, associada a uma forte inclinação, terá dado um contributo significativo para o desprendimento que se veio a verificar. Por fim, para a sustentabilidade deste modelo concorre ainda o aumento do nível piezométrico verificado em Dezembro de 2000, altura em que ocorreu o deslizamento.

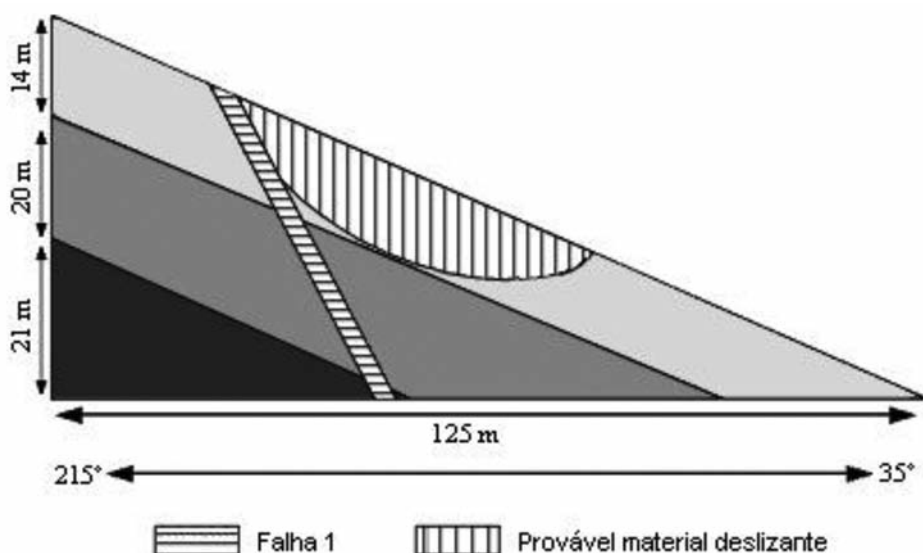


Fig. 19 – Modelo explicativo de um deslizamento composto (parcialmente sobre a falha e parcialmente curvilíneo).

6 – CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES FINAIS

Depois de vários estudos efectuados, a hipótese que se constituiu como mais plausível para ser associada ao problema em estudo foi a de um deslizamento composto – parcialmente planar (sobre uma descontinuidade) e parcialmente curvilíneo. Desse ponto de vista, a presença de uma falha parece ter um papel decisivo para o aparecimento da instabilidade naquele local. Também importante será a espessura do manto de alteração que, aparentemente, com diferentes graus, se estende por dezenas de metros abaixo da superfície. Sendo estas duas condições estáveis ao longo de um largo período de tempo, o momento da ruptura terá sido fortemente condicionado pela elevada precipitação com o consequente aumento do nível piezométrico. Com efeito, verificou-se que o Inverno de 2000 – 2001 foi fortemente pluvioso (cerca de 5636 mm de precipitação nesse ano hidrológico na zona de estudo, contra os cerca de 2500 mm – 2600 mm de média anual), e esse carácter excepcional da estação, através do aumento da quantidade de água no solo, da lubrificação da caixa de falha e do aumento da pressão a montante, terá sido decisivo para o desenvolvimento da instabilidade.

Durante o período de monitorização, pese embora a elevada oscilação dos resultados obtidos, é razoável concluir-se que não ocorreram movimentações da zona instável. Porém, a ausência de movimentos num período de tempo poderá significar apenas que o deslizamento não está a ocorrer de uma forma contínua, mas antes como resposta a instantes específicos em que as forças envolvidas deixam de estar em equilíbrio, originando assim um movimento subsequente. Deste modo, para o futuro, é fundamental ter em conta que, apesar da monitorização não ter determinado um deslizamento em curso, o equilíbrio actual poderá ser débil. O facto de, durante o ano de 2001, o nível piezométrico ter, aparentemente, atingido valores mais altos do que os que se estimaram para o mês em que ocorreu a ruptura e não haver relatos de movimentações, sugere que, no presente, o local será mais estável do que antes da ocorrência da já referida ruptura.

Tendo em conta que o problema em questão envolve o risco de perda de vidas humanas, é prudente que se mantenha o local monitorizado, até porque a época em que decorreu a monitorização incluída neste estudo não foi muito pluviosa, pelo que o risco estava diminuído.

Atendendo a que, no presente estudo, não foi possível, recorrendo ao programa utilizado, calcular os factores de segurança que contemplassem as descontinuidades, seria conveniente que essa análise fosse feita no futuro.

Dadas as limitações do sistema de monitorização utilizado, propõe-se que a monitorização da vertente inclua a instalação de inclinómetros e que sejam efectuadas medições no âmbito da sísmica.

Para a estabilização da vertente deverão ser tomadas as seguintes medidas: instalação de drenos que intersectem a falha 1 (parte deles drenando os terrenos a montante, outros drenando a caixa de falha); impermeabilização dos sectores expostos desta mesma falha; estacaria e micro-estacaria em diferentes sectores da vertente, nomeadamente abaixo das edificações.

7 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ADIST (1991). *Imagem de Satélite do Parque Nacional da Peneda Gerês. Escala 1/50 000*. Associação para o Desenvolvimento do Instituto Superior Técnico.
- ASTM D 2487-85 (1985). *Standard Test Method for Classification of Soils for Engineering Purposes*. Philadelphia.
- Barton, N. (1988). *Previsão do Comportamento de Aberturas Subterrâneas em Maciços Rochosos*. Geotecnia, Lisboa, 53, pp. 7 – 49.
- Begonha, A.; Sequeira Braga, M.A. (2002). *Weathering of the Oporto Granite: Geotechnical and Physical Properties*. Catena, 49, pp. 57 – 76.
- Begonha, A. J. S. (1997). *Meteorização do Granito e Deterioração da Pedra em Monumentos e Edifícios da Cidade do Porto*. Tese de Doutoramento, Universidade do Minho, Braga, 393 p.
- Begonha, A.; Pamplona, J.; Sequeira Braga, M. A. (2010). *Efeitos da Meteorização dos Granitos nas Propriedades Geotécnicas e Físicas*. Ciências Geológicas – Ensino e Investigação e sua História, Vol. II (Cap. III), pp. 271 – 281.
- Borges, L.; Correia, A. (2003). *Escorregamentos de Terra e Queda de Blocos – O Exemplo do Passeio das Fontainhas (Porto)*. A.P.G. – Associação Portuguesa de Geólogos Seminário “Riscos Geológicos” – 29 a 30 de Setembro, (http://www.apgeologos.pt/docs/sem_riscos/escorregamentos.pdf).
- Cabral, J. (1992). *Geomorfologia. Características Gerais do Relevo do Minho Ocidental*. Carta Geológica de Portugal. Escala 1/200 000. Notícia Explicativa da Folha 1, Pereira, E. (coord), S.G.P. Lisboa.
- Canas, A.; Lima, A. S.; Fonseca, J. (2003). *Quantificação dos Recursos Hídricos Subterrâneos da Região de Montalegre (Norte de Portugal)*. Ciências da Terra, Volume Especial V, VI Congresso Nacional de Geologia, pp. 62 – 63. Publicação do artigo completo em CD-ROM.
- Choubey, V. D. (1992). *Landslide Hazards and their Mitigation in the Himalayan Region*. Proceedings of the Sixth International Symposium on Landslides, 10 – 14 February, Christchurch, New Zealand, pp. 1849 – 1868.
- Correia, A.G. (1988). *Revisão da Classificação de Solos para Propósitos de Engenharia*. Geotecnia, Lisboa, 52, pp. 75 – 90.
- Cruden, D. M. (1991). *A Simple Definition of a Landslide*. Bulletin of the International Association of Engineering Geology, 43, pp. 27 – 29.

- Custodio, E.; Llamas, M. R. (1983). *Hidrologia Subterranea*. 2ª ed.; Ed. Omega, 2 vols., 2359 p.
- Ferreira, A. B. (1986). *A Depressão de Chaves-Verin. Novas Achegas para o seu Conhecimento Geomorfológico*. Est. Hom. M. Feio, pp. 199-222.
- Ferreira, L.; Lima, A. S. (2007). *Hydrogeological Specificities Regarding Slope Instabilities: A Case Study in Rio Caldo – Terras de Bouro (NW Portugal)*. IAH Congress, Groundwater and Ecosystems, Lisbon. September 17-21, 2007, pp. 461 – 470.
- GSI (2002). *Users Guide Slope/w for Slope Stability Analysis: Version 5*. Geo-Slope International, 624 p.
- Hudson, J. A.; Harrison, J. P. (1997). *Engineering Rock Mechanics. An Introduction to the Principles*. Pergamon, 1ª edição, 444 p.
- ISRM (1981). *Weathering classification (Appendix III)*. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., vol. 18, pp. 85 – 110.
- Langmuir, D. (1997). *Aqueous Environmental Geochemistry*. Prentice Hall, 589 p.
- Lencastre, A.; Franco, F. M. (1992). *Lições de Hidrologia*. Universidade Nova de Lisboa, 2ª edição, 453 p.
- Li, T.; Wang, S. (1992). *Landslide Hazards and their Mitigation in China*. Science Press, Beijing, 84 p.
- Lima, A. S. (2001). *Hidrogeologia de Terrenos Graníticos – Minho – Portugal*. Tese de Doutoramento, Universidade do Minho, Braga, 451 p.
- Matos Fernandes, M. (1994). *Mecânica dos Solos*, I Volume. FEUP.
- Medeiros, A. C.; Teixeira, C.; Lopes, J. T. (1975). *Carta Geológica de Portugal na escala 1/50 000. Notícia Explicativa da Folha 5-B (Ponte da Barca)*. Serv. Geol. de Portugal, Lisboa.
- NP-143 (1969). *Determinação dos Limites de Consistência*. LNEC.
- NP-84 (1956). *Teor dum Provede de Solo em Humidade*. LNEC.
- Pereira, E. (coord.) (1989). *Carta Geológica de Portugal. Folha 1. Escala 1/200 000*. Serv. Geol. de Portugal.
- Reynolds, W. D.; Elrick, D. E. (1985). *Measurement of Field-Saturated Hydraulic Conductivity, Sorptivity and the Conductivity-Pressure Head Relationship Using the “Guelph Permeameter”*, Proceedings, National Water Well Association Conference on Characterization and Monitoring of the Vadose (Unsaturated) Zone, Denver, Colorado.
- Schuster, R. L.; Fleming, R. W. (1986). *Economic Losses and Fatalities due to Landslides*. Bulletin of the Association of Engineering Geologists, 23 (1), pp. 11 – 28.
- SEC (1991). *2800 KI Operating Instructions*. Soilmoisture Equipment Corp., Santa Barbara, 28 p.
- Sequeira Braga, M. A. (1988). *Arenas e Depósitos Associados da Bacia de Drenagem do Rio Cávado (Portugal). Contribuição Para o Estudo da Arenização*. Tese de Doutoramento, Universidade do Minho, Braga, 325 p.
- Sequeira Braga, M. A.; Paquet, H.; Begonha, A. (2002). *Weathering of Granites in a Temperate Climate (NW Portugal): Granitic Sapolites and Arenization*. Catena, 49, pp. 41 – 56.

- Sequeira Braga, M.A. (1999). *Arenização: Interesse Geológico e Geomorfológico*. Encontros de Geomorfologia. Conferências, Coimbra, pp. 31 – 55.
- SNIRH (2005). Sistema Nacional de Informação de Recursos Hídricos, in <http://snirh.inag.pt>.
- Soil Conservation Service (1964). *SCS National Engineering Hand Book: Hydrology, Section 4*. US Soil Conservation Service.
- Thornthwaite, C. W. (1944). *Report of the Committee on Transpiration and Evaporation, 1943-44*. Transactions of the American Geophysical Union, 25, pp. 683 – 693.
- Viana da Fonseca, A.; Matos Fernandes, M.; Cardoso, A. S.; Barreiros Martins, J. (1994) – *Portuguese Experience on Geotechnical Characterization of Residual Soils From Granite*. XII ISSMFE, 1994, New Delhi, India.

4º Seminário Português sobre Geossintéticos



Local e datas

Universidade de Aveiro
22 e 23 de Novembro de 2011

Programa

Curso:

Filtragem e drenagem com geossintéticos - Maria de Lurdes Lopes, FEUP e Isabel Pinto, FCTUC

Palestras temáticas:

Haverá quatro palestras sobre os temas principais do seminário.

Engenharia ambiental - Madalena Barroso (LNEC, Portugal)

Geossintéticos em engenharia ambiental: desenvolvimentos recentes em materiais e aplicações.

Engenharia costeira e hidráulica – Adam Bezuijen (Deltares, Holanda)

The use of geotextiles in coastal and hydraulic engineering, revetments and sand filled structures.

Engenharia de transportes - Jörg Klompemaker (BBG Bauberatung Geokunststoffe, Alemanha)

Geogrid reinforced steep Slopes and Base Courses – Prediction and Field Monitoring of Geogrid-Strains and Earth Pressure Distribution.

Estruturas em solo reforçado com geossintéticos – Neil Dixon (University of Loughborough, Inglaterra)

Variability of soil-geosynthetic interface shear strength: Implications for design.

Sessões de apresentação oral de trabalhos a submeter

Exposição técnica

Durante o Seminário decorrerá uma exposição técnica, aberta a todas as empresas e entidades relacionadas com a temática dos geossintéticos.

Inscrições / Apoios

Inscrições a preço reduzido: até 30 Setembro 2011

Consultar condições em <http://4spgeo.web.ua.pt>

Contactos

Página Web: <http://4spgeo.web.ua.pt>

E-mail: 4spgeo@ua.pt

Universidade de Aveiro
Departamento de Engenharia Civil
Campus Universitário de Santiago
3810-193 AVEIRO
Tel.: (+351) 234 370 049
Fax: (+351) 234 370 094

XIII CONGRESSO NACIONAL DE GEOTECNIA
VI CONGRESSO LUSO-BRASILEIRO DE GEOTECNIA
LISBOA, ABRIL DE 2012



XIII CONGRESSO NACIONAL DE GEOTECNIA
LISBOA, PORTUGAL
17 a 20 de Abril de 2012

OBJECTIVOS E ORGANIZAÇÃO

O principal objectivo do congresso é proporcionar a todos os participantes um convívio que estimule uma troca de conhecimentos não só útil como susceptível de tornar bem evidentes os mais recentes progressos no domínio da Geotecnia.

O tema do Congresso será «Pensar e Construir com a Natureza. Uma Visão para a Engenharia.»

Durante o evento, serão proferidas conferências por especialistas nacionais e estrangeiros sendo também realizadas sessões técnicas para a apresentação das comunicações seleccionadas.

As conferências e os resumos das comunicações aceites serão publicadas nas actas do congresso. As conferências e as comunicações serão disponibilizadas na íntegra em CD-ROM.

No último dia prevê-se a realização de visitas técnicas a obras geotécnicas em curso.

Durante as sessões dos congressos, decorrerá uma exposição técnica, na qual se espera que participem Empresas e Instituições envolvidas em actividades no âmbito da Geotecnia. Ainda se prevê a realização de eventos sociais e culturais, cuja programação se divulgará oportunamente.

TEMAS

Para o XIII Congresso Nacional de Geotecnia, as comunicações poderão versar os seguintes temas:

CONHECER os geomateriais
PENSAR a concepção e o projecto
REALIZAR a construção
USUFRUIR a manutenção e a exploração
DESAFIAR como lidar com o risco
INNOVAR perspectivas na Geotecnia – ligação entre a Ciência e Tecnologia e a Sociedade

Convidam-se todos os colegas a participar com trabalhos e a enviar comunicações.

VI CONGRESSO LUSO-BRASILEIRO DE GEOTECNIA
LISBOA, PORTUGAL
16 de Abril de 2012

OBJECTIVOS E ORGANIZAÇÃO

O principal objectivo do congresso é proporcionar aos geotécnicos brasileiros e portugueses um convívio que lhes permita uma visão actualizada das realidades nacionais neste domínio bem como tornar bem evidentes os mais recentes progressos no domínio da Geotecnia.

O tema do Congresso será «Risco e Segurança.»

Durante o evento, terá lugar a terceira “Victor de Mello Lecture” e serão proferidas conferências por especialistas brasileiros e portugueses e realizadas sessões técnicas para a apresentação das comunicações seleccionadas.

A “Victor de Mello Lecture”, as conferências e os resumos das comunicações aceites serão publicadas nas actas do congresso. As mesmas conferências e as comunicações serão disponibilizadas na íntegra em CD-ROM.

Durante as sessões dos congressos, decorrerá uma exposição técnica, na qual se espera que participem Empresas e Instituições envolvidas em actividades no âmbito da Geotecnia. Ainda se prevê a realização de eventos sociais e culturais, cuja programação se divulgará oportunamente.

TEMAS

Para o VI Congresso Luso-Brasileiro de Geotecnia, as comunicações poderão versar os seguintes temas:

Taludes naturais e acções climáticas
Geosintéticos: uso ambiental
Melhoria do terreno: inovações e previsões de comportamento
Mecânica dos solos rijos e das rochas brandas

Convidam-se todos os colegas a participar com trabalhos e a enviar comunicações.

DATAS IMPORTANTES

2011/08/30 – Aceitação dos resumos e envio das instruções para apresentação das comunicações.

2011/10/15 – Emissão do Segundo Boletim.

2011/12/15 – Envio das comunicações.

2012/02/15 – Aceitação das comunicações e informação sobre eventuais alterações.

2012/03/15 – Envio da versão definitiva das comunicações.

2012/04/01 – Emissão do Terceiro Boletim e programa definitivo.

2012/04/16 – VI Congresso Luso-Brasileiro de Geotecnia.

2012/04/17 a 2012/04/20 – XIII Congresso Nacional de Geotecnia.

INSCRIÇÕES

As inscrições deverão ser feitas on-line na página do Congresso: www.13cng.org ou através do envio da ficha de inscrição.

PROFISSIONAIS	Até 2011/12/31	Após 2011/12/31
Sócios SPG ou ABMS ¹	€350	€400
Não sócios	€450	€500

ESTUDANTES	Até 2011/12/31	Após 2011/12/31
1.º e 2.º ciclo ²	€50	€75
3.º ciclo	€150	€180

¹Com as quotas de 2011 pagas. ²Condições especiais para grupos.

CONTACTOS

A correspondência deve ser dirigida para:

Comissão Organizadora do XIII Congresso Nacional de Geotecnia
A/C Secretariado do XIII Congresso Nacional de Geotecnia
Morada: Av. do Brasil, 101
1700-066 Lisboa
PORTUGAL

Os contactos para obtenção de informação são os seguintes:

Secretariado do XIII Congresso Nacional de Geotecnia
Tel. +351 21 844 38 59
Fax: + 351 21 844 30 21
E-mail: spg@spggeotecnia.pt
Web: www.13cng.org

A Geogrelha certa para cada aplicação



Fortrac®

Geogrelha com elevada resistência a cargas de longa duração, ideal para reforço de obras geotécnicas como aterros sobre solos moles, muros de contenção e taludes íngremes.

HaTelit®

Geogrelha resistente à fadiga, com revestimento betuminoso altamente aderente às camadas asfálticas, ideal para o reforço de concreto asfáltico em recapamentos e pavimentos novos.



Fornit®

Geogrelha com elevado módulo de rigidez inicial, ideal para o reforço de base de pavimento e estrutura submetida a cargas cíclicas ou de curta duração.

A Huesker fornece a mais completa linha de geogrelhas, fabricada a partir de poliéster, polipropileno, PVA e aramida, específicas para cada tipo de aplicação.

Acerte na escolha!



HUESKER

Consulte nossos engenheiros. Germany: +49 (2542) 7010 - Brazil: +55 (12) 3903-9300

www.huesker.com - info@huesker.de - huesker@huesker.com.br



COBA



GEOLOGIA E GEOTECNIA

Hidrogeologia • Geologia de Engenharia • Mecânica das Rochas • Mecânica de Solos
Fundações e Estruturas de Suporte • Obras Subterrâneas • Obras de Aterro
Estabilidade de Taludes • Geotecnia Ambiental • Cartografia Geotécnica



- Planeamento de Recursos Hídricos
- Aproveitamentos Hidráulicos
- Produção e Transporte de Energia Eléctrica
- Abastecimento de Água e Saneamento Básico
- Agricultura e Desenvolvimento Rural
- Infra-estruturas Rodoviárias, Ferroviárias e Aeroportuárias
- Qualidade do Ambiente
- Estruturas Geotécnicas
- Sistemas de Informação Geográfica
- Controle de Segurança e Reabilitação de Obras
- Gestão e Fiscalização de Empreendimentos



PORTUGAL REGIÃO CENTRO E SUL

Av. 5 de Outubro, 323
1649-011 LISBOA
Tel.: (351) 210125000, (351) 217925000
Fax: (351) 217970348
E-mail: coba@coba.pt
www.coba.pt

Av. Marquês de Tamar, 9, 6.
1050-152 LISBOA
Tel.: (351) 217925000
Fax: (351) 213537492

REGIÃO NORTE

Rua Mouzinho de Albuquerque, 744, 1.
4450-203 MATOSINHOS
Tel.: (351) 229380421
Fax: (351) 229373648
E-mail: engico@engico.pt

ANGOLA

Praceta Farinha Leitão, edifício nº 27, 27-A - 2.º Dto
Bairro do Maculusso, LUANDA
Tel./Fax: (244) 222338 513
Cell: (244) 923317541
E-mail: coba-angola@netcabo.co.ao

MOÇAMBIQUE

Pestana Ravuma Hotel, Centro de Escritórios.
Rua da Sé nº114, Piso 3, MAPUTO
Tel./Fax: (258) 21 328 813
Cell: (258) 82 409 9605
E-mail: coba.mz@tdm.co.mz

ARGÉLIA

09, Rue des Frères Hocine
El Biar - 16606, ARGEL
Tel.: (213) 21 922802
Fax: (213) 21 922802
E-mail: coba.alger@gmail.com

BRASIL

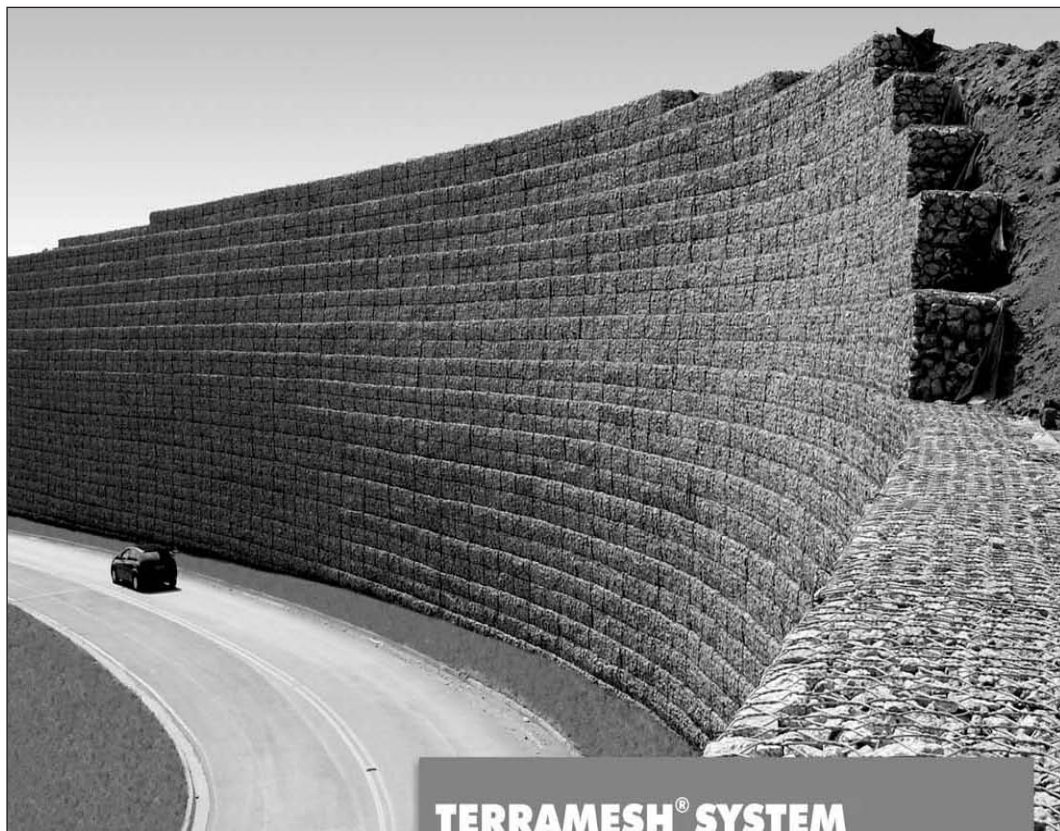
Rio de Janeiro
COBA Ltd. - Rua Bela 1128
São Cristóvão
20930-380 Rio de Janeiro RJ
Tel.: (55 21) 351 50 101
Fax: (55 21) 258 01 026

Fortaleza

Av. Senador Virgílio Távora 1701, Sala 403
Aldeota - Fortaleza CEP 60170 - 251
Tel.: (55 85) 3261 17 38
Fax: (55 85) 3261 50 83
E-mail: coba@esc-te.com.br

EMIRATOS ÁRABES UNIDOS

Corniche Road - Corniche Tower - 5th Floor - 5B
P.O. Box 38360 ABU DHABI
Tel.: (971) 2 627 0088
Fax: (971) 2 627 0087



TERRAMESH® SYSTEM **estruturas em solo reforçado**

- Facilidade construtiva;
- Econômicas;
- Flexíveis;
- Versáteis;
- Baixo impacto ambiental.

MACCAFERRI

BRASIL

Phone: 55 (11) 4589-3200
Fax: 55 (11) 4582-3272
e-mail: maccaferri@maccaferri.com.br
Site: www.maccaferri.com.br

PORTUGAL

Phone: (351) 263 858 030
Fax: (351) 263 858 036
e-mail: maccaferri@mail.telepac.pt
Site: www.maccaferri.pt



GEOLOGIA - GEOTECNIA - FISCALIZAÇÃO DE OBRAS GEOTÉCNICAS



BARRAGENS DE ATERRO - OBRAS SUBTERRÂNEAS - ESTRUTURAS DE SUPORTE



FUNDAÇÕES ESPECIAIS - TRATAMENTO DE TERRENOS - GEOMATERIAIS

GRUPO CENOR

PORTUGAL, ANGOLA, ARGÉLIA, MARROCOS, ROMÉLIA, TIMOR

CENORGEO - Engenharia Geotécnica, Lda.

Rua das Vigias, 2. Piso 1 Parque das Nações 1990-506 LISBOA . PORTUGAL

T. +351.218 437 300 F. +351.218 437 301 cenorgeo@cenor.pt

ISO 9001

BUREAU VERITAS
Certification





- > **Prospecção Geotécnica**
Site Investigation
- > **Consultoria Geotécnica**
Geotechnical Consultancy
- > **Obras Geotécnicas**
Ground Treatment-Construction Services
- > **Controlo e Observação**
Field Instrumentation Services and Monitoring Services
- > **Laboratório de Mecânica de Solos**
Soil and Rock Mechanics Laboratory

Certificada ISO 9001 por



Parque Oriente, Bloco 4, EN10
2699-501 Bobadela LRS
Tel. 21 995 80 00
Fax. 21 995 80 01
e.mail: mail@geocontrole.pt
www.geocontrole.pt


Geocontrolo
Geotecnia e Estruturas de Fundação SA

Engenharia Geotécnica



SEDE
Edifício Edifer
Estrada do Seminário, 4 - Alfragide
2610 - 171 Amadora - PORTUGAL
Tel. 00 351 21 475 90 00 / Fax 00 351 21 475 95 00

Escritório Madrid
 Calle Rodríguez Marín, Nº 88 1º Dcha
 28016 Madrid - ESPANHA
 Tel. 00 34 91 745 03 64 / Fax 00 34 91 411 31 87

Escritório Angola
 Rua Alameda Van-Dúnem, n.º 265 R/c
 Luanda - ANGOLA
 Tel. 00 244 222 443 559 / Fax 00 244 222 448 843

Escritório do Porto
 Rua Eng. Ferreira Dias, nº 161 2º Andar
 4100-247 Porto - PORTUGAL
 Tel. 00 351 22 616 74 60 / Fax 00 351 22 616 74 69

Escritório Barcelona
 Calle Comte d' Urgell, 204-208 6.º A
 08036 Barcelona - ESPANHA
 Tel. 00 34 93 419 04 52 / Fax 00 34 93 419 04 16

Escritório da Madeira
 Rampa dos Piornais, n.º 5 - Sala 1
 9000-248 Funchal - PORTUGAL
 Tel. 00 351 291 22 10 33 / Fax 00351 291 22 10 34

Escritório Sevilha
 Polígono Industrial de Guadalquivir, C/ Artesania, 3
 41120 Gelves (Sevilla) - ESPANHA
 Tel. 00 34 955 762 833 / Fax 00 34 955 76 11 75

Tecnologia de Ponta **Specialists in Geotechnical In-Situ Tests and Instrumentation**

ENSAIOS IN-SITU *IN-SITU TESTS*

SÍSMICO: Seismic CPT

PIEZOCONE - Cordless CPT system

PALHETA - Electrical field vane apparatus

PRESSIOMÉTRICO - Menard pressuremeter set

DILATOMÉTRICO: Machetti dilatometer



INSTRUMENTAÇÃO GEOTÉCNICA *GEOTECHNICAL INSTRUMENTATION*

Estudo

Projeto

Instalação de Instrumentação de auscultação
(importação direta)

0800 979 3436

www.deltageo.com.br

deltageo@deltageo.com.br

Phone: +55 11 8133 6030

Skype: lcgarab

Radio: 55*7*58920 Nextel

MSN: lcgarab@hotmail.com

**208, cj. 65, Capital Federal St., Sumaré
São Paulo SP 01259-010**



DeltaGeo Multipurpose Site Investigation Rig 20M



TEIXEIRA DUARTE ENGENHARIA E CONSTRUÇÕES, S.A.

• Sede
 Lagoas Park - Edifício 2
 2740-265 Porto Salvo - Portugal
 Tel.: (+351) 217 912 300
 Fax: (+351) 217 941 120/21/26

• Angola
 Alameda Manuel Van Dunen 316/320 - A
 Caixa Postal 2857 - Luanda
 Tel.: (+34) 915 550 903
 Fax: (+34) 915 972 834

• Argélia
 Parc Miremont - Rua A, Nº136 - Bouzareah
 16000 Alger
 Tel.: (+213) 219 362 83
 Fax: (+213) 219 365 66

• Brasil
 Rua Iguatemi, nº488 - 14º - Conj. 1401
 CEP 01451 - 010 - Itaim Bibi - São Paulo
 Tel.: (+55) 112 144 5700
 Fax: (+55) 112 144 5704

• Espanha
 Avenida Alberto Alcocer, nº24 - 7º C
 28036 Madrid
 Tel.: (+34) 915 550 903
 Fax: (+34) 915 972 834

• Moçambique
 Avenida Julius Nyerere, 130 - R/C
 Maputo
 Tel.: (+258) 214 914 01
 Fax: (+258) 214 914 00

www.teixeiraduarte.pt



In Situ

GEOTECNIA

CURITIBA _PR: 41 3345 1424
VÁRZEA PAULISTA _SP: 11 4596 5921
www.insitu.com.br
insitu@insitu.com.br

INVESTIGAÇÕES GEOTÉCNICAS:

Sondagens CPTu com Ensaios de Dissipação, Ensaios de Palheta (Vane Test), Coleta de Amostras Indeformadas com Pistão Estacionário, Coleta de Amostras Ambientais, Sondagens SPT e Mistas.



CONTROLE TECNOLÓGICO DE FUNDAÇÕES:

Prova de Carga Estática em estacas, Prova de Carga Dinâmica (PDA) em estacas, Ensaios de Integridade (PIT) em estacas, Tomografia de estacas e Prova de Carga em Placa para Fundações e Piso Industrial.



INSTRUMENTAÇÃO DE OBRAS:

Inclinômetros, Piezômetros Elétricos e Casagrande, Extensômetros, Perfilômetros, Medidores de Nível de Água, Monitoramento de Recalque e Poços de Monitoramento.



LABORATÓRIOS DE SOLOS E PAVIMENTO:

Controle Tecnológico de Campo, Ensaios de Solos e Ensaios de Pavimentos.



tgeotecnia

na génese da
construção

dstgroup



Onde a engenharia começa.

Por detrás de uma grande obra está sempre uma grande empresa.

A tgeotecnia, apresenta-se no mercado nacional e espanhol com um vasto leque de soluções, dotada da mais avançada tecnologia e quadros competentes, indispensáveis à elaboração de estudos, projectos e obras geotécnicas. Actualmente, a tgeotecnia dedica-se a todo o tipo de trabalhos desde a prospecção geológico-geotécnica, desenvolvimento de projectos da especialidade até à execução de obras de estabilização de taludes, contenções, tratamento de terrenos e fundações especiais.

As obras realizadas e a satisfação de tantos clientes, bem como inúmeros projectos em crescimento, são a prova de que compensa fazer da inovação a alavanca do desenvolvimento.

tgeotecnia.

Na génese da construção.

a dst group company

t+ 351 253 307 285 | geral@tgeotecnia.pt | www.dstsgps.com

INSTRUÇÕES PARA APRESENTAÇÃO DE ORIGINAIS

Os trabalhos a publicar na revista são classificados como “Artigos”, “Notas Técnicas” e “Discussões” de artigos anteriormente publicados na revista Geotecnia. Artigos que descrevam o estudo de casos de obra envolvendo trabalho original relevante na prática da engenharia civil são particularmente encorajados.

Entende-se por “Nota Técnica” a descrição de trabalho técnico-científico cujo grau de elaboração não está suficientemente avançado para dar lugar a um artigo, não devendo ter mais do que 10 páginas.

A decisão de publicar um trabalho na revista compete à Comissão Editorial, competindo-lhe também a respectiva classificação. Cada trabalho será analisado por pelo menos três revisores.

A submissão dos trabalhos à revista Geotecnia deverá ser efectuada através da página electrónica com o endereço <http://www.revistageotecnia.com>. Através dessa plataforma, far-se-á a comunicação entre a direcção da revista, o corpo editorial e os autores para a revisão dos trabalhos.

A redacção dos trabalhos deverá respeitar os seguintes pontos:

1. Os trabalhos devem, como regra, ser apresentados em português e redigidos na terceira pessoa.
2. O trabalho deve ser enviado em suporte informático. Está disponível na página electrónica anteriormente referida um “*template*” para Microsoft Word que o autor poderá utilizar. O título, o(s) nome(s) do(s) autor(es) e o texto do artigo (incluindo figuras, tabelas e/ou quadros) devem ser guardados no suporte informático em ficheiro único e devidamente identificado.
3. O Título do trabalho não deve exceder 75 caracteres incluindo espaços, devendo ser apresentado em português e inglês.
4. A seguir ao título deve(m) ser indicado(s) o(s) nome(s) do(s) autor(es) e em rodapé um máximo de três referências aos seus graus académicos ou cargos profissionais.
5. Cada artigo deve iniciar-se por um resumo informativo que não deve exceder as 150 palavras, e que será seguido de tradução livre em inglês (abstract). Logo a seguir ao resumo/abstract devem ser indicadas três palavras-chave que indiquem o conteúdo do artigo.
6. Em princípio os artigos não devem exceder as 30 páginas.
7. As figuras devem ser fornecidas incluídas no ficheiro do artigo e na sequência adequada. As figuras devem ser a preto e branco. Os autores deverão garantir, na sua preparação, que linhas e símbolos são legíveis no formato de impressão.
8. As equações devem ser numeradas junto ao limite direito da folha.
9. Todos os símbolos devem estar, dum modo geral, em conformidade com a lista publicada no volume dos “Proceedings of the Ninth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering” (Tóquio 1977) e com a lista de símbolos organizada em Março de 1970 pela “Commission on Terminology, Symbols and Graphics Representation” da Sociedade Internacional de Mecânica das Rochas.
10. As referências bibliográficas no meio do texto devem ser feitas de acordo com a Norma Portuguesa NP-405 de 1996, indicando o nome do autor (sem iniciais) seguido do ano de publicação entre parêntesis [por exemplo: Skempton e Henkel (1975) ou Lupini *et al.* (1981)]. No caso de mais de uma referência relativa ao mesmo autor e ao mesmo ano, devem ser usados sufixos a), b), etc.
11. O artigo deve terminar com uma lista de referências bibliográficas organizada por ordem alfabética do nome (apelido) do primeiro autor, seguido do(s) nome(s) do(s) outro(s) autor(es), e caso o(s) haja, do ano de publicação, do título da obra, editor e local (ou referência completa da revista em que foi publicado).
12. Só serão aceites discussões de artigos publicados até seis meses após a publicação do número da revista onde este se insere. As discussões serão enviadas ao autor, o qual poderá responder. “Discussões” e “Respostas” serão, tanto quanto possível, publicadas conjuntamente.
13. O título das discussões e da resposta é o mesmo do artigo original, acrescido da indicação “Discussão” ou “Resposta”. Seguidamente, deve constar o nome do autor da discussão ou da resposta, de acordo com o estabelecido no ponto 4.
14. As instruções para publicação de discussões e respostas são idênticas às normas para publicação de artigos.

Outras informações e esclarecimentos podem ser pedidos para:

Secretariado da Sociedade Portuguesa de Geotecnia – SPG, a/c LNEC
Av. Brasil, 101
1700-066 Lisboa – Portugal
E-mail: spg@lnec.pt

- 3** **Estudo de um aterro da autoestrada A10 construído com margas**
Rafaela Cardoso, Emanuel Maranha das Neves
- 29** **Um novo equipamento para a determinação de parâmetros geotécnicos**
*Cláudio Fernando Mahler, Amaury Resende de Carvalho,
Ana Maria Miranda da Silveira*
- 49** **Melhoramento de solos arenosos fofos por estacas de compactação**
Maria Luíza Moraes, Kátia Vanessa Bicalho, Reno Reine Castello
- 63** **Instabilidade de vertente em maciço granítico fracturado e alterado**
(Terras de Bouro, NW de Portugal)
Luís Ferreira, Alberto Silva Lima, Jorge Pamplona, Maria Amália Sequeira Braga