

130 Março
2014

GEOTECNIA

Revista Luso-Brasileira de Geotecnia



Sociedade Portuguesa de Geotecnia



Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica



DIRETOR:

José Couto Marques, FEUP

DIRETOR - ADJUNTO:

Alberto Sayão, PUC

COMISSÃO EXECUTIVA:

Madalena Barroso, LNEC
Paulo Coelho, UC

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 2013-2014

Adriano Virgílio Damiani Bica, UFRGS – Porto Alegre
Alexandre Pinto, JetSJ Geotecnia – Lisboa
Alexandre Tavares, FCTUC – Coimbra
Anna Laura L. da Silva Nunes, UFRJ – Rio de Janeiro
António Correia Mineiro, FCT-UNL – Caparica
António Silva Cardoso, FEUP - Porto
António Topa Gomes, FEUP - Porto
António Viana da Fonseca, FEUP – Porto
Armando Antão, FCT-UNL - Caparica
Benedito S. Bueno, USP – São Carlos
Celso Lima, Hidrorumo – Porto
Cezar Augusto Burkert Bastos, FURG – Pelotas
Cristina Gomes, Coba - Lisboa
Dario Cardoso de Lima, UFV – Viçosa
Edezio Teixeira de Carvalho, UFMG – Belo Horizonte
Eduardo Antonio Gomes Marques, UFV – Viçosa
Eduardo Fortunato, LNEC - Lisboa
Ely Borges Frazão – São Paulo
Emanuel Maranha das Neves, IST – Lisboa
Emílio Velloso Barroso, UFRJ – Rio de Janeiro
Eurípedes Vargas Jr., PUC-RIO – Rio de Janeiro
Faíçal Massad, USP – São Paulo
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
Jaime Alberto dos Santos, IST - Lisboa
Jayme de Oliveira Campos, UNESP – São Paulo
João Paulo Bilé Serra, LNEC – Lisboa
João Ribas Maranha, LNEC – Lisboa
Jorge Almeida e Sousa, FCTUC – Coimbra
Jorge Vasquez, EDIA – Beja
José Delgado Rodrigues, LNEC – Lisboa
José F. T. Jucá, UFPe – Recife
José Leitão Borges, FEUP – Porto
José Mateus de Brito, Cenorgeo – Lisboa

José Neves, IST – Lisboa
José Vieira de Lemos, LNEC – Lisboa
Laura Caldeira, LNEC – Lisboa
Lindolfo Soares, USP – São Paulo
Luis de Almeida P. Bacellar, UFOP – Ouro Preto
Luís Leal Lemos, FCTUC – Coimbra
Luiz Antônio Bressani, UFRGS – Porto Alegre
Luiz Ferreira Vaz, Themag – São Paulo
Luiz Nishiyama, UFU – Uberlândia
Manuel Matos Fernandes, FEUP – Porto
Marcus P. Pacheco, UERJ – Rio de Janeiro
Margareth Mascarenhas Alheiros, UFPe – Recife
Maria da Graça Lopes, ISEL – Lisboa
Maria de Lurdes Lopes, FEUP – Porto
Maria Eugênia Boscov, USP – São Paulo
Maurício Ehrlich, UFRJ – Rio de Janeiro
Nuno Guerra, FCT-UNL – Caparica
Osni José Pejon, USP – São Carlos
Oswaldo Augusto Filho, USP – São Carlos
Paulo Albuquerque, UNICAMP - Campinas
Paulo da Venda Oliveira, FCTUC - Coimbra
Paulo Lopes Pinto, FCTUC - Coimbra
Pedro Guedes de Melo, Consulgeo – Lisboa
Pedro Sêco e Pinto, LNEC – Lisboa
Renato Pinto da Cunha, UnB – Brasília
Ricardo Oliveira, Coba – Lisboa
Ricardo Resende, ISCTE-IUL - Lisboa
Roberto F. de Azevedo, UFV – Viçosa
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.spggeotecnia.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>

Distribuição gratuita aos membros da SPG e da ABMS.

Edição parcialmente subsidiada pelo LNEC, FCT.

Execução gráfica: Impressão na Cor Comum em Portugal.

ISSN 0379-9522 – Depósito Legal em Portugal: 214545/04

- 3** Influência das acções atmosféricas na funcionalidade de estruturas geotécnicas
Rafaela Cardoso
- 33** Maciços rochosos em projetos hidrelétricos: proposta de classificação geomecânica
**João Batista de Mesquita
José Alexandre J. Perinotto
André Pacheco de Assis**
- 57** Avaliação de métodos de proteção para taludes em estrada não-pavimentada
**Danilo José Brandão Vitor Silva
George de Paula Bernardes
José Augusto de Lollo
Sílvio Jorge Coelho Simões
Isabel Cristina de Barros Trannin**
- 79** Definição de curvas de transferência de carga de estacas em solo residual de granito
**David Jorge da R. Pereira Fernandes
António Viana da Fonseca**
- 101** Contribuição ao projeto de fundações superficiais de aerogeradores assentes nas areias de dunas do litoral cearense
**Alfran Sampaio Moura
Renato Pinto da Cunha
Maria Cascão Ferreira de Almeida**
- 131** Avaliação da capacidade de carga de estacas metálicas tubulares de alta resistência estrutural
**Marita R. P. Cavassani
Kátia Vanessa Bicalho
Reno Reine Castello
Nelson Aoki**

INFLUÊNCIA DAS AÇÕES ATMOSFÉRICAS NA FUNCIONALIDADE DE ESTRUTURAS GEOTÉCNICAS

Influence of atmospheric actions in the functionality of geotechnical structures

Rafaela Cardoso*

RESUMO – A consideração das ações atmosféricas no dimensionamento de estruturas geotécnicas tais como taludes, aterros, barragens de aterro e fundações, justifica-se quando as deformações devidas a ciclos de molhagem e secagem (ciclos de sucção) ultrapassam valores que podem comprometer a funcionalidade destas estruturas. Para o cálculo das deformações devidas às ações atmosféricas é necessário, primeiro, quantificar essas ações no solo, tarefa onde se tem que considerar as ações atmosféricas e as características hidráulicas do solo para o seu grau de saturação e, segundo, recorrer a modelos constitutivos para solos parcialmente saturados pois a sucção tem que ser incluída como variável de estado. Como exemplo descrevem-se alguns casos estudados no IST, depois de se apresentar alguns casos que justificam a consideração das ações atmosféricas na sua análise.

SYNOPSIS – The consideration of atmospheric actions in the design of geotechnical structures such as slopes, embankments, earth dams and foundations, is justified when the deformations caused by wetting and drying cycles (suction cycles) exceed values which can compromise the functionality of these structures. The computation of the deformations due to atmospheric actions requires, firstly, knowledge of how to consider the atmospheric actions, as well as the hydraulic characteristics of the soil which account for its unsaturated state and, secondly, the use of constitutive models for partially saturated soils because suction must be included as state variable. Some cases studied at IST are presented as example, after introducing some cases which justify the consideration of climate actions in their analysis.

PALAVRAS CHAVE – Clima, solos não saturados, serviço, deformações.

1 – INTRODUÇÃO

No dimensionamento de estruturas geotécnicas em que se admite o estado limite de rotura, considera-se que os solos se encontram saturados porque é nestas condições que se verifica a menor resistência e rigidez. Tal explica-se pela ausência de forças de capilaridade já que a sucção instalada é nula. Numa análise em serviço, no entanto, deve-se considerar o estado parcialmente saturado dos solos e a sua exposição a ciclos de molhagem-secagem devido às ações atmosféricas porque é realista e porque, destes ciclos de sucção nos solos, resultam deformações sazonais que podem comprometer a funcionalidade de algumas estruturas mais sensíveis.

São muitos os casos em que se considera o comportamento em serviço no dimensionamento de estruturas geotécnicas. Um exemplo de estruturas que têm que ser protegidas da exposição às ações atmosféricas são os taludes de escavação em rochas brandas, tais como margas e rochas argilosas. Os taludes escavados nas margas da autoestrada A10 (Arruda dos Vinhos/Carregado,

* Professora Auxiliar, Departamento de Engenharia Civil, Arquitectura e Georrecursos, Instituto Superior Técnico, ULisboa. ICIST – Instituto da Construção, Estruturas e Território. E-mail: rafaela@civil.ist.utl.pt.

Formação da Abadia), cuja fotografia se mostra na Figura 1, são um exemplo. Estes taludes foram protegidos com telas de proteção após a construção, visíveis na fotografia da Figura 1 nos troços a cotas superiores para evitar a degradação das características mecânicas das margas e consequentes deslizamentos. Na fotografia ainda se veem os troços recém escavados nas cotas inferiores, ainda não protegidos.

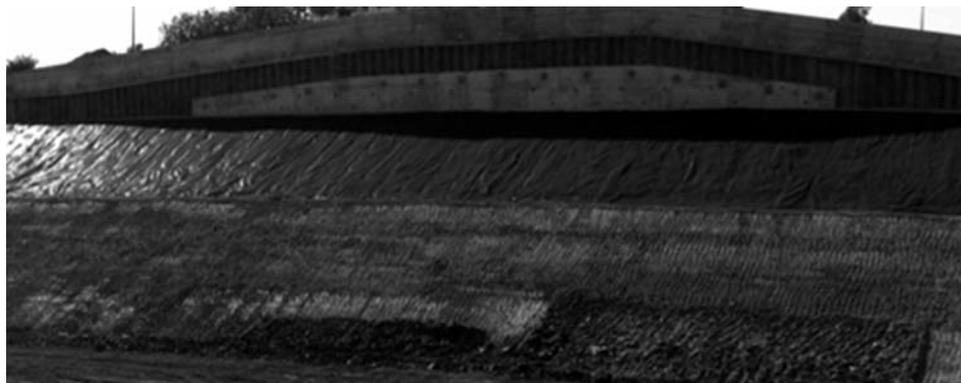


Fig. 1 – Taludes de escavação em margas (Autoestrada A10), protegidos com telas para evitar a degradação destes materiais quando expostos às ações atmosféricas.

Os solos compactados são solos parcialmente saturados, cujas características mecânicas e hidráulicas se garantem se se assegurar que todas as camadas são compactadas consoante o prescrito no caderno de encargos. A Figura 2 mostra um aterro a ser compactado. A sucção instalada depende da energia e teor em água da compactação, logo do ponto da curva de compactação adotada para cada tipo de solo. No caso dos aterros rodoviários e ferroviários, pretende-se que a sucção se mantenha constante em serviço para que as características mecânicas e hidráulicas do aterro se mantenham. Tal justifica a inclusão de sistemas de drenagem eficientes, que evitam a infiltração das águas pluviais e a ascensão da água dos níveis freáticos, e ainda a proteção dos taludes.

As barragens de aterro e de solo-enrocamento (barragem de Lechago, Espanha, na Figura 3a e barragem de Beliche, Portugal, na Figura 3b) são também construídas com materiais compactados. Neste caso é inevitável a molhagem e saturação dos materiais a montante, mas os materiais a justante também sofrem molhagem parcial porque estão sujeitos a ações atmosféricas. A compactação dos materiais argilosos do núcleo é prescrita no lado húmido para se conseguir plasticidade, diminuir a permeabilidade e evitar a fendilhação, e também para reduzir a amplitude das variações volumétricas na molhagem devido ao enchimento da albufeira. De facto, a sucção instalada é menor do que se a compactação tivesse sido feita do lado seco, e portanto a redução da sucção na molhagem (a sucção é nula quando o solo está saturado) é menor. Uma menor variação de sucção implica que as deformações do solo daí resultantes, assim como a perda de rigidez e de resistência, também sejam menores.

Já foi referido que as ações atmosféricas têm importância nas barragens pois afetam os maciços de jusante. Estes efeitos não são desprezáveis quando os maciços são de enrocamento. De facto, existem numerosas barragens instrumentadas com registo dos deslocamentos verticais ao longo de vários anos, e onde se verifica que esses deslocamentos aumentam nas alturas de maior precipitação. Pode observar-se na Figura 4 os perfis instrumentados na Barragem do Beliche (Naylor *et al.*, 1997), assim como as leituras efetuadas em cada um dos perfis, e o cruzamento dessa informação com a informação relativa ao clima e na fase de enchimento da barragem. Como esperado, os assentamentos aumentam com o aumento do nível de água no reservatório durante o enchimento, mas há acréscimos de deslocamentos quando se verificam picos de maior precipitação.



Fig. 2 – Compactação de um aterro.



Fig. 3 – Barragens de aterro: a) barragem de Lechago, em Espanha (cortesia do Professor E. E. Alonso); b) Barragem de Beliche, em Portugal (barragem de solo-enrocamento).

A correlação entre os deslocamentos verticais e o clima também está reportada em bibliografia em inúmeros casos de fundações em solos expansivos, nomeadamente no Brasil, EUA, África do Sul, Austrália, etc. A Figura 5 ilustra um caso reportado em Maryland, na Austrália (Fytius *et al.*, 2004), onde os deslocamentos foram medidos a várias profundidades. Para permitir a sua correlação com o clima, os dados relativos à precipitação e à temperatura registados na altura das medições encontram-se na mesma figura. Na análise desta figura vê-se que há empolamentos quando há molhagem e assentamentos na secagem. Vê-se também que a amplitude dos deslocamentos aumenta nas camadas superficiais, pois são as mais expostas às ações atmosféricas e são também aquelas onde a tensão vertical é mais baixa e, portanto, onde os deslocamentos estão menos restringidos.

Finalmente, para o cálculo das deformações devidas às ações atmosféricas é necessário recorrer a modelos constitutivos para solos parcialmente saturados, pois a sucção tem que ser incluída como variável de estado. O comportamento dos diversos tipos de solos perante estes ciclos é diferente conforme se abordará posteriormente, o que vai requerer diferentes modelos constitutivos. Nestes modelos tem ainda que se considerar as ações atmosféricas e as características hidráulicas do solo, nomeadamente a curva de retenção e a forma como a condutividade hidráulica depende do grau de saturação. Assim, neste artigo descreve-se a forma de obter os dados necessários para considerar o clima e para a calibração de modelos adequados para os solos e conclui-se apresentando alguns casos estudados no IST.

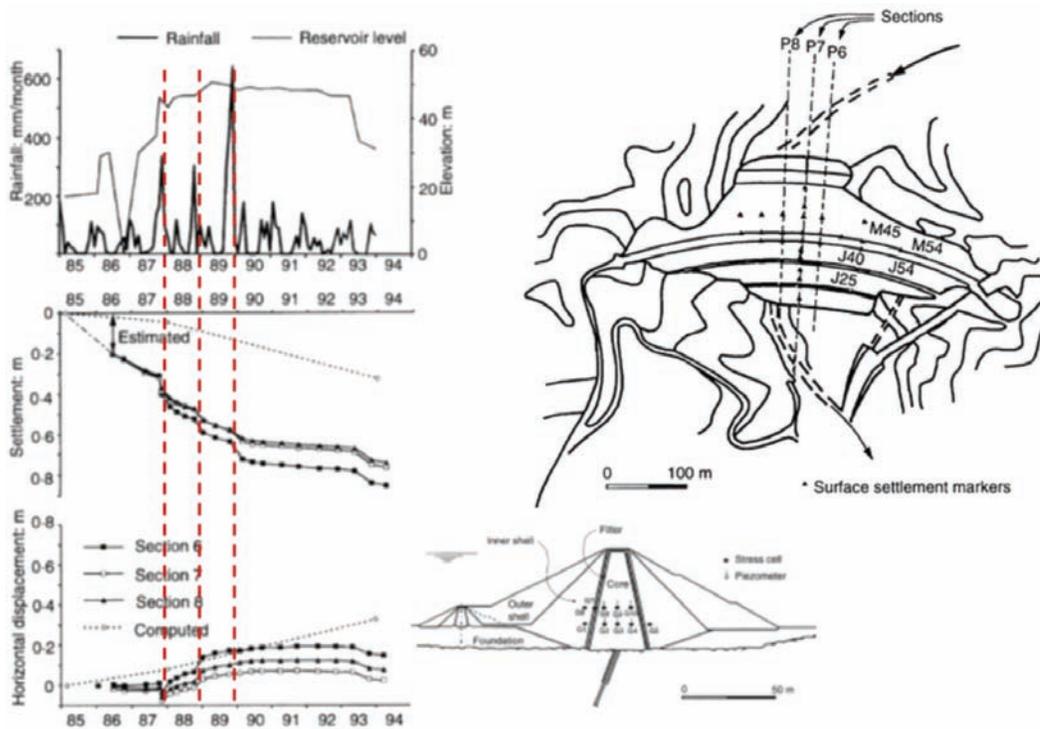


Fig. 4 – Monitorização dos deslocamentos verticais na barragem de Beliche e sua relação com as ações atmosféricas e a molhagem no enchimento (Naylor *et al.*, 1997).

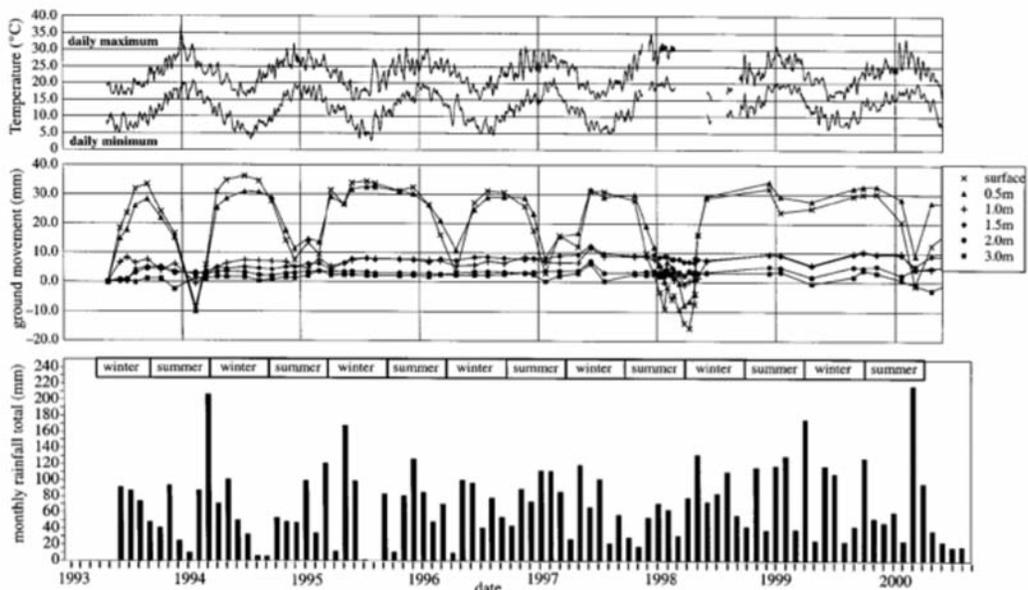


Fig. 5 – Monitorização dos deslocamentos verticais num solo de fundação e sua relação com as ações atmosféricas (Fytius *et al.*, 2004).

2 – CONSIDERAÇÃO DO CLIMA

A precipitação, a humidade relativa, a temperatura, a radiação solar e o vento e a sua velocidade são os dados meteorológicos relevantes quando se pretende considerar as ações atmosféricas. Do ponto de vista geotécnico, os mais importantes são a precipitação, a humidade relativa e a temperatura, pois são os mais fáceis de quantificar e deles dependem as trocas de água entre o solo e a atmosfera. Estas trocas resultam de um balanço entre a entrada de água (por infiltração), e a saída de água (por evaporação), que se denomina por balanço hidrológico.

Nem toda a água proveniente da precipitação se infiltra porque parte é interceptada pela vegetação e outra parte escorre superficialmente. Na ausência de precipitação, a água que se evapora ou que condensa depende da temperatura e humidade relativa do ar, assim como da presença de vegetação e de aquíferos próximos. É, portanto, difícil de quantificar a variação de teor em água no solo conhecendo só os dados relativos à precipitação, humidade relativa da atmosfera e temperatura. De uma forma simplificada, é usual considerar apenas a precipitação mas, na análise, considera-se apenas uma dada percentagem que se estima consoante a presença de vegetação (reduz-se mais ou menos consoante o tamanho e tipo de folhagem) e a inclinação da superfície (diminui para taludes mais inclinados porque neste caso a escorrência superficial é maior). Estes dados não estão quantificados, mas é usual considerar entre 25% a 85% da precipitação em superfícies horizontais, diminuindo para valores entre 15% a 70% caso a superfície seja inclinada. Podem ser encontrados valores na bibliografia da especialidade (Coppin e Richards, 1990).

Mesmo quantificando corretamente a quantidade de água infiltrada, há ainda que considerar a forma como a água fica retida no solo e como a sua quantidade varia sazonalmente. Este aspeto é importante porque, como referido antes, variações do teor em água, ou de sucção, podem levar a deslocamentos verticais. Estes são tão mais importantes quanto maior for esta variação e menor for a tensão vertical instalada.

A relação entre o teor em água e a sucção para cada solo é dada pela curva de retenção. Alternativamente ao teor em água, pode-se considerar o teor em água volumétrico ou o grau de saturação. A Figura 6 mostra a curva medida para um solo argiloso compactado com dois pesos volúmicos secos diferentes (Romero e Vaunat, 2000), definida considerando o grau de saturação. Esta curva é designada muitas vezes por curva característica, mas esta designação pode levar a más interpretações porque a curva de retenção não é constante para um dado solo, é apenas constante para uma dada estrutura desse solo. Por isso mesmo é que o mesmo solo pode ter curvas diferentes, tal como o ilustrado na Figura 6. Existem várias equações para a curva de retenção (van Genuchten, 1980; Leong e Rahardjo, 1997; Romero e Vaunat, 2000), definidas por vários autores com o objetivo inicial de quantificar a condutividade hidráulica para solos parcialmente saturados. Atualmente, são vários os estudos que pretendem incluir a definição desta curva em modelos constitutivos para solos parcialmente saturados (Vaunat *et al.*, 2000; Galipoli *et al.*, 2003; Romero *et al.*, 2011).

Como é de esperar, as camadas mais superficiais são as que são expostas às ações atmosféricas. É nestas camadas que se considera que a humidade relativa dos vazios está em equilíbrio com a humidade relativa da atmosfera. A relação entre a sucção total ψ e a humidade relativa RH é dada pela lei psicrométrica (Eq. 1), onde R é a constante universal dos gases (8,314 J/(mol K)), T é a temperatura absoluta (K), M_w é a massa molecular da água (18,016 kg/kmol) e ρ_w é a massa volúmica da água (998 kg/m³ a 293° K) (Fredlund e Rahardjo, 1993).

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

Do ponto de vista de Engenharia Civil, é mais intuitivo pensar em teor em água do solo do que em humidade relativa. São vários os estudos onde se efetuaram medições do teor em água em profundidade, tais como as ilustradas na Figura 7. Para além de se observar que o teor em água aumenta no inverno e diminui no verão, verifica-se também que estas oscilações deixam de ocorrer

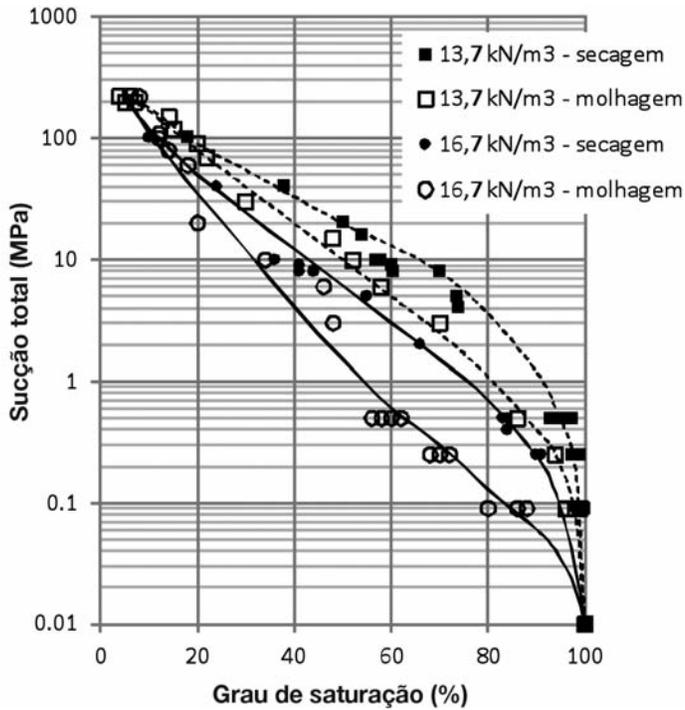


Fig. 6 – Curvas de retenção de um solo argiloso compactado com dois pesos volúmcicos diferentes (adaptado de Romero e Vaunat, 2000).

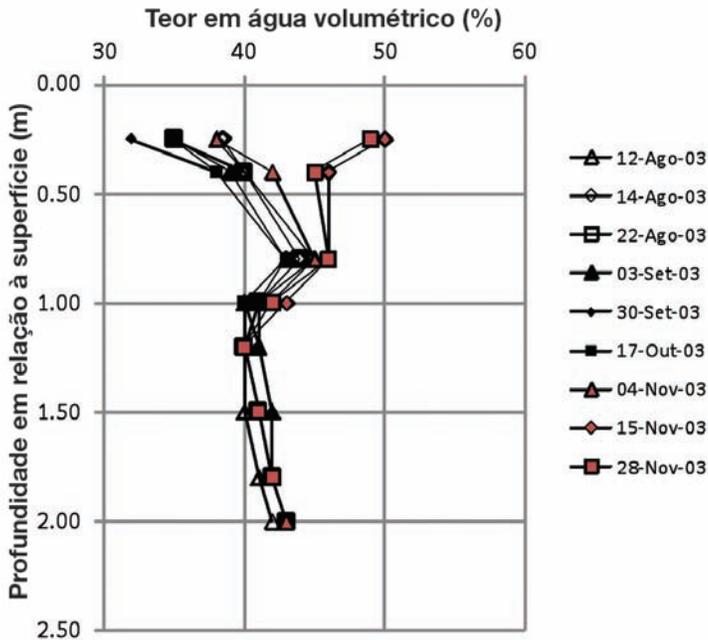


Fig. 7 – Variação do teor em água em profundidade e sua variação sazonal num solo silto argiloso (adaptado de Smethurst *et al.*, 2006).

a partir de uma dada profundidade. Esta profundidade depende do clima de cada região, vegetação ou recobrimento e tipo de solo. Pode variar entre poucos centímetros e dezenas de metros.

Estando as variações do teor em água ou de sucção associadas a deformações, como é o caso de retrações na secagem e de colapso ou empolamento na molhagem, é importante quantificá-las corretamente. Em casos de estudo com alguma importância, tal consegue-se recorrendo-se a instrumentação que permita medir essas deformações, e também a instrumentação para medir variações de teor em água que possam explicar estas deformações. Há vários instrumentos que podem ser usados para medir o teor em água no solo, ou a sua humidade relativa. São exemplo os sensores resistivos e os tensiómetros.

Os tensiómetros são os sensores mais conhecidos na agricultura. Medem a pressão da água colocada num dado recipiente fechado, que está em contacto com o solo através de uma pedra porosa saturada, geralmente cerâmica, com um alto valor de entrada de ar (poros muitíssimo pequenos). A infiltração da água nos terrenos diminui a sua pressão, até haver cavitação (quando se instala uma tensão de tração que a água já não consegue suportar).

O funcionamento dos sensores resistivos baseia-se na medição de uma dada característica que se altera na presença de água e que faz alterar a sua condutividade elétrica. Há sensores fabricados com fibras, tecido, gesso ou polímeros (Figura 8). A desvantagem deste sensores é terem pouca

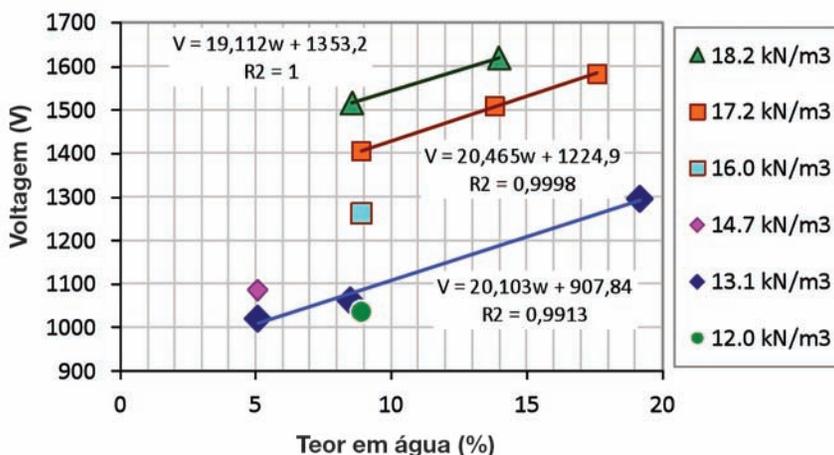


Fig. 8 – Sensores resistivos ECH2O utilizados pelo IST para medir a evolução do teor em água durante a construção de um aterro da autoestrada A10 (Cardoso *et al.*, 2010).

sensibilidade para teores em água baixos e necessitem de estar em contacto com o solo, o que os podem tornar lentos porque tem que se estabelecer equilíbrio entre o teor em água do material do sensor e o do solo. Ao ter que haver contacto também se está a limitar o seu uso a solos finos porque tem que se garantir a representatividade. De facto, quando as partículas são do tamanho do elemento de prova não se mede a humidade dos vazios do solo, mas sim a das partículas.

A Figura 8 mostra uma fotografia dos sensores resistivos ECH2O (ECH2O, 2004) usados pelo IST para medir a evolução do teor em água durante a construção de um aterro da autoestrada A10 (Maranha das Neves e Cardoso, 2006; Cardoso *et al.*, 2010). Na obra da A10, os sensores foram calibrados antes de serem instalados para se obter a relação entre a voltagem medida e o teor em água do solo em contacto com o sensor, que é função do peso volúmico do solo da cavidade à volta do sensor, onde o solo foi compactado manualmente. A curva de calibração também se apresenta na Figura 8.

Finalmente, conhecendo as variações de teor em água do solo e de sucção pode-se calcular as deformações no solo. Este cálculo requer a definição de relações constitutivas adequadas para cada tipo de solo, que se descrevem em seguida.

3 – MODELOS CONSTITUTIVOS

O estado atual de conhecimento permite considerar modelos constitutivos para enrocamentos, areias e materiais granulares e solos compactados considerando o seu grau de saturação (Alonso e Cardoso, 2010). Estes modelos são válidos para uma dada natureza e situação geotécnica, pois só assim é que é possível conseguir reproduzir as particularidades dos diversos tipos de comportamento, que estão associadas essencialmente à natureza e dimensões das partículas que os constituem. Os materiais apresentados na Figura 9 são exemplos de um enrocamento usado para construir a barragem de Lechago, areia da praia de Castelldefels, argila areno-siltosa de Barcelona

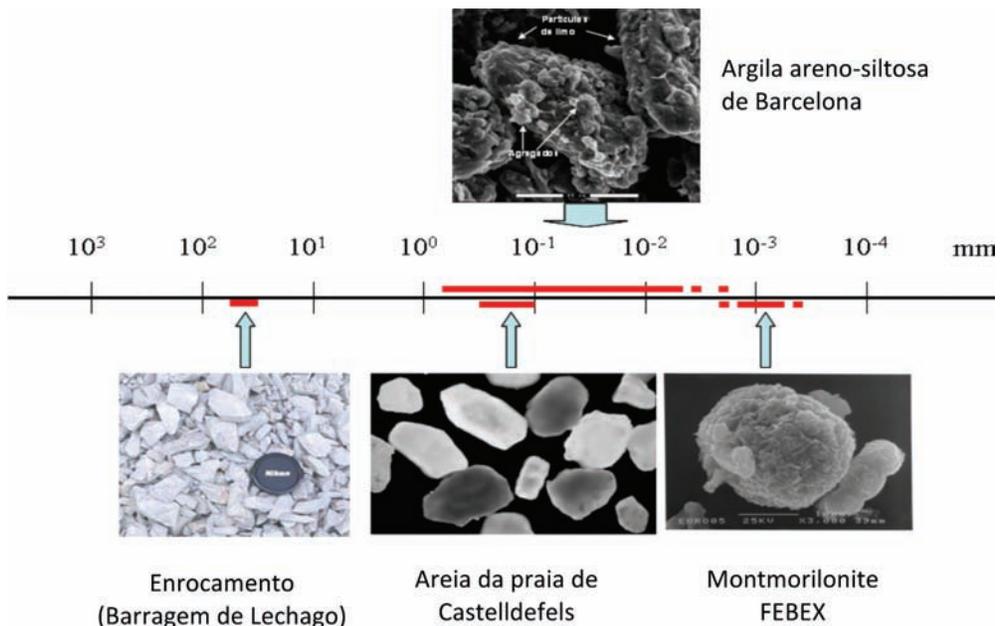


Fig. 9 – Esquema ilustrativo das diferentes dimensões dos materiais usados em obras geotécnicas (Alonso e Cardoso, 2010).

e montmorilonite FEBEX. Foram selecionados por serem representativos de cada tipo de material, que se sabe que exibem comportamentos volumétricos muito diferentes sob variações do teor em água.

No caso das areias e materiais granulares, a sucção está associada a fenômenos de capilaridade. A água existente nos poros dos materiais forma meniscos e a sucção é a resultante da tensão superficial nesses meniscos. Os modelos constitutivos para estes materiais consideram a sucção capilar como variável de estado, que entra na definição da rigidez e da resistência ao corte e à tração (sob a forma de coesão aparente).

No caso dos solos compactados com alguma percentagem de argila, considera-se a sucção total porque a água está presente não só nos vazios entre os agregados argilosos, sob a forma capilar (sucção matricial), mas também nos próprios agregados, sob a forma adsorvida (sucção osmótica). Os modelos constitutivos para solos moderadamente expansivos desprezam a contribuição da parcela osmótica nas variações volumétricas apesar de se referirem à sucção como sucção total. O Barcelona Basic Model, BBM (Alonso *et al.*, 1990), foi o primeiro modelo para solos não saturados capaz de reproduzir o colapso porque foi definido no domínio da elastoplasticidade. Recordar-se que, ao aplicar o princípio das tensões efetivas de Terzaghi, só se consegue prever empolamentos na molhagem porque, sob tensão constante, a tensão efetiva quando a sucção não é nula (pressão intersticial negativa) é maior do que quando a sucção se anula (na saturação).

O modelo BBM está definido em termos de tensões *net mean stress* p^* (Eq. 2) e sucção s (Eq. 3), onde p é a tensão média de compressão, p_l é a pressão de líquido e p_g é a pressão de gás, que se admite igual à pressão atmosférica p_{atm} .

$$p^* = p - \max\{p_g; p_l\} \quad (2)$$

$$s = p_g - p_l \quad (3)$$

O modelo, cujo espaço de tensões se apresenta na Figura 10, foi definido com base no modelo Cam Clay modificado, no qual se transforma quando a sucção se anula. Uma das maiores diferenças em relação ao modelo Cam Clay modificado é a consideração do espaço $p:s$, onde se definem duas curvas de cedência: a curva Loading Collapse (LC) e a curva Suction Increase (SI). A curva LC é dada pela Equação 4, onde p_0^* e p_0 são, respetivamente, a tensão média de cedência medida em condições saturadas e não saturadas, p^c é uma tensão de referência, κ é o índice de compressibilidade elástica para variação isotrópica de tensão que se admite independente da sucção e $\lambda(s)$ é o índice de compressibilidade elastoplástica para variação isotrópica de tensão definido em função da sucção e dado pela Equação 5, onde r e β são constantes calibradas com os resultados dos ensaios edométricos. A curva SI é dada pela Equação 6, onde $s_{m\acute{a}x}$ é a máxima sucção alguma vez aplicada ao solo.

$$\left(\frac{p_0}{p^c}\right) = \left(\frac{p_0^*}{p^c}\right)^{\frac{\lambda(0)-\kappa}{\lambda(s)-\kappa}} \quad (4)$$

$$\lambda(s) = \lambda(0) \left[(1-r)e^{-\beta s} + r \right] \quad (5)$$

$$s = s_{m\acute{a}x} \quad (6)$$

Em relação ao ângulo de resistência ao corte, ϕ' , admite-se que este valor é independente da sucção mas o modelo introduz a resistência à tração p_s através da Equação 7, onde K é uma constante.

$$p_s = Ks \quad (7)$$

As deformações volumétricas elásticas $d\varepsilon_v^e$ obtêm-se através da Equação 8, onde o primeiro termo representa a contribuição da variação de tensão e o segundo termo representa a contribuição da variação de sucção. Nesta equação, κ_s é o índice de compressibilidade elástica para variações de sucção.

$$d\varepsilon_v^e = \frac{\Delta e}{1+e_o} = -\frac{\kappa}{1+e_o} \Delta \ln(-p') - \frac{\kappa_s}{1+e_o} \Delta \ln \left[\frac{s+p_{atm}}{p_{atm}} \right] \quad (8)$$

As variações volumétricas plásticas $d\varepsilon_v^p$ obtêm-se com a Equação 9, onde o primeiro termo representa o endurecimento quando há aumento de tensão e o segundo termo representa o endurecimento quando a sucção aumenta acima de s_{max} . As variáveis já foram definidas exceto λ_s , que é o índice de compressibilidade elastoplástica para variação de sucção. As deformações distorcioneis plásticas, $d\varepsilon_s^p$, obtêm-se destas e são dadas pela Equação 10, onde q é a tensão deviatória, M é o declive da linha de estados críticos LEC, α é uma constante e K é a constante que traduz o aumento com a sucção da resistência à tração, ou da coesão (Equação 7).

$$d\varepsilon_v^p = -\frac{\lambda(0)-\kappa}{1+e} \frac{dp_0^*}{p_0^*} - \frac{\lambda_s-\kappa_s}{1+e} \frac{ds}{s+p_{atm}} \quad (9)$$

$$d\varepsilon_s^p = \frac{2q\alpha}{M^2(2p^*+ks-p_0)} d\varepsilon_v^p \quad (10)$$

Finalmente, no caso dos materiais tipo enrocamento, a presença de água não tem qualquer efeito do ponto de vista de tensões efetivas porque, devido à escala, as forças gravíticas e atuantes nos contactos entre os blocos de rocha são muito superiores às forças de capilaridade. Apesar de não ser relevante considerar a sucção, tem que se considerar a presença de água porque os enroca-

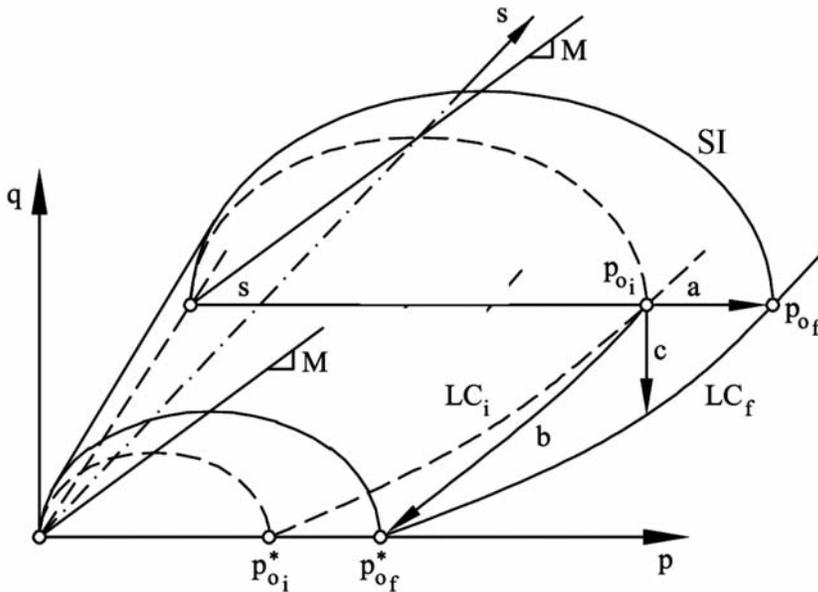


Fig. 10 – Superfícies de cedência do BBM definidas no espaço $p:q:s$ e endurecimento para diferentes trajetórias de carregamento: a – aumento de p com s constante; b – moldagem para $s = 0$ sob p constante; c – combinação das trajetórias a e b (adaptado de Alonso *et al.*, 1990).

mentos exibem deformações muito importantes quando são molhados sob tensão constante (Marsal *et al.*, 1976; Veiga Pinto, 1983; Justo e Durand, 2000). Trata-se de um mecanismo de fluência. Oldecop e Alonso (2001) explicam a fluência através de um mecanismo de rotura de blocos devido à molhagem, e rearranjo progressivo dos fragmentos daí resultantes, com novas roturas e novos rearranjos. A rotura dos blocos de rocha dá-se através de fendas que aí existam, e é iniciada quando existe água condensada nestas fendas (Figura 11), pois a água diminui a resistência à fendilhação, ou seja, diminui a tenacidade da rocha como se se tratasse de um agente corrosivo. Deste modo, a sucção está apenas associada à humidade relativa do ar das fendas, relação essa dada pela lei psicrométrica (Eq. 1).

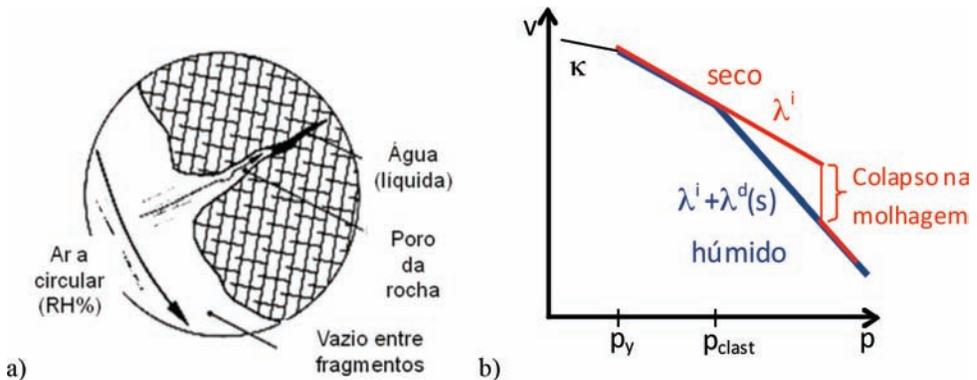


Fig. 11 – Modelo proposto por Oldecop e Alonso (2001): a) condensação da água nas fendas, o que leva à redução da resistência da rocha à fendilhação; b) plano $v:p$ do modelo, onde se representa a compressibilidade para os mecanismos MDI e MDT e o colapso.

Do ponto de vista constitutivo, Oldecop e Alonso (2001) propuseram um modelo que permite simular os assentamentos por fluência e o colapso na molhagem de enrocamentos. É também um modelo elastoplástico, que considera dois mecanismos de deformação plástica: o mecanismo de deformação instantânea MDI, que é independente da presença de água, e o mecanismo de deformação dependente do tempo MDT, que está relacionado com a fracturação dos blocos e que depende da humidade relativa. O MDI está presente para qualquer nível e incremento de tensões, enquanto que o MDT não está ativo quando o enrocamento se encontra no estado seco e apenas se torna ativo a partir da tensão de cedência clástica, p_{clast} , que define a tensão para a qual se inicia a fracturação das partículas devido à molhagem. O modelo constitutivo definido no plano $v:p$ apresenta-se na Figura 11, onde se pode ver que a tensão de cedência p_y é menor do que a tensão de cedência clástica.

A Figura 11 mostra também como se obtém as deformações volumétricas plásticas. Quando o MDI está ativo adota-se o índice de compressibilidade isotrópica para variações de tensão λ^i (Eq. 11). Quando o MDT é ativado, apenas na presença de água, a compressibilidade é acrescida de $\lambda^d(s)$ e as deformações aumentam (Eq. 12). A diminuição da compressibilidade com o aumento da sucção, ou com a diminuição da humidade relativa, é dada pela Equação 13, onde λ_0^d é o índice de compressibilidade elastoplástico para variações de tensão isotrópica em condições saturadas, α_s é um parâmetro do material e p_{atm} é a pressão atmosférica. O colapso obtém-se na molhagem, onde há transição abrupta de uma curva para a outra (Figura 11).

Apresentaram-se apenas algumas generalidades sobre os modelos mais importantes para os solos compactados pouco expansivos e os enrocamentos. Foram escolhidos apenas estes modelos porque são os definidos no programa Code Bright, que é o programa adotado para modelar alguns casos de estudo que se apresentam neste artigo.

$$d\varepsilon_{vp} = d\varepsilon^i = \lambda^i dp \quad (11)$$

$$d\varepsilon_{vp} = d\varepsilon^i + d\varepsilon^d = \left(\lambda^i + \lambda^d(s) \right) dp \quad (12)$$

$$\lambda^d(s) = \lambda_0^d - \alpha_s \ln \left(\frac{s+p_{atm}}{p_{atm}} \right) \quad (13)$$

4 – MODELAÇÃO DA AÇÃO DO CLIMA E DO COMPORTAMENTO DO SOLO

A consideração do clima como ação implica a resolução de um problema termo-hidro-mecânico acoplado pois só assim é que se consegue considerar, em simultâneo, as trocas de água entre o solo e a atmosfera sob a forma líquida e de vapor, a contribuição das características do meio poroso para essas trocas e ainda a forma como o meio poroso evolui porque pode também variar de volume. Geralmente, a resolução de problemas termo-hidro-mecânicos acoplados requer uma formulação matemática complexa e o recurso a leis constitutivas adequadas tanto para a parte hidráulica (curva de retenção e lei para a evolução da condutividade hidráulica com o grau de saturação) como para a parte mecânica (modelo de comportamento para o solo considerando o seu grau de saturação). A parte térmica diz respeito à adoção de um coeficiente de dilatação térmica e pode também estar incluída na definição de constantes a usar nas leis de comportamento hidráulico.

A calibração destas leis requer o conhecimento de várias características dos materiais. As características mais correntes são o coeficiente de permeabilidade saturado na parte hidráulica e, na parte mecânica, os parâmetros elásticos módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson, e os parâmetros de calibração de modelos de comportamento elastoplásticos (modelo Cam Clay, entre outros). A dificuldade neste tipo de análise é obter os parâmetros que dependem do grau de saturação do material, pois estes são obtidos apenas através de ensaios laboratoriais. Um exemplo destes parâmetros foi dado quando se apresentou o modelo constitutivo BBM para solos não saturados. Normalmente, os ensaios realizados com o propósito de determinar as características hidro-mecânicas dos materiais considerando o seu grau de saturação são realizados apenas no âmbito de projetos de investigação pois requerem equipamentos não tradicionais.

Este tipo de cálculos tem sido efetuado no IST com o programa CODE_BRIGHT (Olivella *et al.*, 1996; UPC-DLT, 2002), desenvolvido na Universidade Politécnica da Catalunha em Barcelona, Espanha. Este programa considera o solo como um meio poroso deformável, onde as variações de volume são tratadas como variações de porosidade, ϕ . Realiza uma análise hidro-mecânica acoplada pois considera que as variações volumétricas do solo, tratado como um meio poroso deformável, são devidas a ações mecânicas (variações de tensão) e hidráulicas (variações de pressão de líquido). As características do solo, tais como a rigidez e resistência e a permeabilidade, dependem da sua porosidade.

O programa resolve de forma simultânea várias equações: (i) conservação da massa sólida, (ii) balanço da massa líquida, (iii) balanço da massa de gás, (iv) conservação da energia e (v) equilíbrio. Nas equações de conservação ou de balanço recorre-se ao conceito de derivada material D_j/Dt para ter em consideração a deformação do meio contínuo.

A Equação 14 é a equação de conservação da massa sólida obtida considerando a porosidade ϕ e a massa volúmica θ_s e j_s é o fluxo de massa sólida. Os deslocamentos u estão relacionados com a porosidade através da Equação 15. A equação do equilíbrio da massa sólida vem naturalmente igual a zero, dado que a quantidade de partículas sólidas dentro do sistema não varia ao longo do tempo.

$$\frac{\partial}{\partial t} [\theta_s (1-\phi)] + \nabla \cdot (j_s) = 0 \quad (14)$$

$$\frac{D_s \phi}{Dt} = \frac{1}{\theta_s} \left[(1-\phi) \frac{D_s \theta_s}{Dt} \right] + (1-\phi) \nabla \frac{du}{dt} \quad (15)$$

A Equação 16 traduz o balanço da massa de líquido, que considera a água na fase líquida com densidade θ_l^w e na fase gasosa com densidade θ_g^w (vapor de água). O fluxo de líquido é dado pelo termo f^w .

$$\frac{\partial}{\partial t} (\theta_l^w S_l \phi + \theta_g^w) + \nabla \cdot (j_l^w + j_g^w) = f^w \quad (16)$$

A Equação 17 traduz o balanço da massa de gás, que considera o ar seco com densidade θ_g^a e dissolvido na água com densidade θ_l^a .

$$\frac{\partial}{\partial t} (\theta_l^a S_l \phi + \theta_g^a S_g \phi) + \nabla \cdot (j_l^a + j_g^a + i_l^a) = f^a \quad (17)$$

Nas equações 16 e 17, os fluxos de água e gás em cada fase (dados de input/output) são dados por j_x^m , onde $m=w$ para a água e $m=a$ para o ar seco, $x=l$ para a fase líquida e $x=g$ para a fase gasosa. A notação adotada para designar os fluxos f^x é idêntica. No caso do ar, a equação de balanço ainda inclui o termo i_l^a para considerar a difusão de vapor.

Considera-se que não existe ar dissolvido na fase líquida mas que pode haver água na fase gasosa. Neste caso, o vapor de água é tratado como um gás ideal. Deste modo, é importante considerar a difusão da espécie i na fase α , ω_i^α , que é a fração de massa da espécie i e na fase α obtida com a Equação 18 (lei de Fick) onde ϕ é a porosidade, ρ_α é a densidade da fase α e S_α o seu grau de saturação e D_m^i é o coeficiente de difusão (m²/s). Para o caso do vapor de água, D_m^i é dado pela Equação 19, onde T é a temperatura e D e n são parâmetros pré-definidos do modelo ($D=5,9 \times 10^{-6}$ m²s⁻¹kPa⁻ⁿ e $n=2,3$). A tortuosidade τ é considerada constante ($\tau=1$ por defeito).

$$\mathbf{i}_\alpha^i = -(\tau \phi \rho_\alpha S_\alpha D_m^i \mathbf{I}) \nabla \omega_\alpha^i \quad (18)$$

$$D_m^{vapor} = D \left(\frac{(273.15 + T)^n}{P_g} \right) \quad (19)$$

Para o cálculo da conservação de massa de água é necessário introduzir a curva de retenção. Adotou-se a equação proposta por van Genuchten (1980) (Eq. 20), onde S_e é o grau de saturação para um dado índice de vazios e P_0 e λ são constantes de calibração. A sucção s é a diferença entre a pressão de gás P_g e a pressão de líquido P_l ($s=P_g-P_l$) admitindo-se que a pressão de gás P_g é constante e igual à pressão atmosférica ($P_g=0,1$ MPa).

$$S_e = \left[1 + \left(\frac{P_g - P_l}{P_0} \right)^{\frac{1}{1-\lambda}} \right]^{-\lambda} \quad (20)$$

O fluxo de água na fase líquida é determinado através da Equação 21, na qual q_l é obtido pela lei de Darcy generalizada para o caso não saturado (Eq. 22). Nesta lei, P_l é a pressão de líquido já definida antes, ρ_l é a densidade da água, g é a aceleração da gravidade, μ_l é a viscosidade da água,

k_{rl} representa a percentagem da área dos vazios que está preenchida com água, k é a permeabilidade intrínseca dada pela lei de Kozeny (Eq. 23), que depende da porosidade e de um valor de referência k_0 definido para uma porosidade inicial, ϕ_0 . A permeabilidade intrínseca obtém-se a partir da permeabilidade saturada K através da Equação 24.

$$j_l^w = \rho_l q_l \quad (21)$$

$$q_l = k \frac{k_{rl}}{\mu_l} (\nabla P_l - \rho_l g) \quad (22)$$

$$k = k_0 \frac{\phi^3 (1 - \phi_0)^2}{\phi_0^3 (1 - \phi)^2} \quad (23)$$

$$k_0 \approx \frac{K}{10^7} \quad (24)$$

A Equação 25 refere-se ao equilíbrio da energia e contempla a energia das várias fases E_i onde $i=s$ para a fase sólida, $i=l$ para a fase líquida e $i=g$ para a fase gasosa. O fluxo de energia por condução transferido no interior dos poros é i^c (lei de Fourier). Por último, f^Q representa o fluxo de energia que entra/sai do sistema. Os restantes parâmetros têm o significado conhecido e a notação segue a notação referida para cada fase.

$$\frac{\partial}{\partial t} [E_s \rho_s (1 - \phi) + E_l \rho_l S_l \phi + E_g \rho_g S_g \phi] + \nabla \cdot (i_c + j_{E_l} + j_{E_g}) = f^Q \quad (25)$$

A lei de Fourier é usada para calcular o fluxo de calor i_c , tal como se apresenta na Equação 26, onde λ é o coeficiente de condutividade térmica de cada espécie e ∇T é o gradiente de temperatura.

$$\mathbf{i}_c = -\lambda \nabla T \quad (26)$$

O equilíbrio mecânico do problema é garantido pela equação do equilíbrio de forças (Eq. 27), na qual σ é o tensor das tensões e b é o vetor das forças.

$$\nabla \sigma + b = 0 \quad (27)$$

Dado tratar-se de uma análise que considera o grau de saturação dos solos, o princípio das tensões efetivas já não é válido e por isso a definição do estado de tensão é feita adotando as variáveis tensão média de compressão p^* e sucção s dadas anteriormente pelas Eqs. 2 e 4. A tensão média de compressão cobre todas as situações em que o solo se pode encontrar: se num estado saturado $P_l > 0$ logo p^* é a tensão média efetiva; se num estado não saturado, $P_l < 0$ e a tensão média p^* é uma tensão que não é nem a tensão total nem a tensão efetiva, designando-se em inglês por *net mean stress*, sem tradução evidente para o português apesar de haver algumas sugestões na bibliografia brasileira.

Finalmente, em problemas envolvendo solos não saturados, as leis constitutivas adotadas para o cálculo das deformações, tanto volumétricas como distorcionais, que se encontram implementadas em programas de cálculo incluem as parcelas devidas a variações na tensão média de compressão Δp^* e de tensão deviatória Δq , variações de sucção Δs , e, eventualmente deformações associadas a variações de temperatura, ΔT , associadas a dilatação ou a contração térmica do meio poroso. Estas últimas são elásticas, mas as restantes podem ter uma parcela plástica, dependendo do modelo constitutivo adotado para o meio poroso.

5 – ALGUNS EXEMPLOS

5.1 – Caso I - Talude de Coimbra (Autoestrada A1)

O caso que se apresenta foi estudado em colaboração com o LNEC, no âmbito de uma tese de mestrado (Verde, 2009). Trata-se de um talude em Coimbra (Figura 12), adjacente à Autoestrada A1. Das sondagens realizadas constata-se que os solos que o constituem são típicos da região de Coimbra, variando essencialmente entre argilas e siltes com presença de areias. As areias formam estratos coluviais que atingem profundidades de 20 a 25 m (Barradas, 2008a). Existe um registo de medições de deslocamentos horizontais e da profundidade do nível freático desde 1981, realizadas em tubos inclinométricos aí instalados para acompanhar o comportamento do talude após a escavação efetuada durante a construção da autoestrada.



Fig. 12 – Talude em Coimbra instrumentado pelo LNEC.

A fotografia aérea da Figura 12 mostra que a ocupação superficial consiste em floresta na zona mais alta e com forte inclinação, a que se segue uma zona intermédia quase plana onde se encontram pequenas moradias e oficinas. A estrada nacional EN110-2 está implantada no bordo inferior da zona intermédia e a A1 na zona perto da base do talude. Depois da A1 o talude continua com uma inclinação mais fraca até uma ribeira, sendo esta zona ocupada por campos agrícolas. Na planta incluída nesta figura pode observar-se a localização dos inclinómetros e dos poços de bombagem.

O talude tem vindo a apresentar movimentos desde a construção da A1 e em 2007 foi alvo de uma intervenção para melhorar as condições de drenagem (Brisa e Geocontrolo 2007) porque se verificou que havia um incremento significativo dos deslocamentos horizontais após precipitações intensas (Barradas, 2008b). A sua evolução, medida a duas profundidades num dos 20 inclinómetros instalados, apresenta-se na Figura 13 (Barradas, 2008a). Nessa figura apenas são apresentados os deslocamentos medidos a partir de 1987 porque se considerou que só a partir desse ano é que os incrementos dos deslocamentos observados deixaram de ter uma componente devida às intervenções para construção da A1 e foram apenas devidos às ações atmosféricas.

Os maiores incrementos de deslocamentos medidos no período considerado foram analisados conjuntamente com informação relativa aos períodos de maior precipitação acumulada. A análise

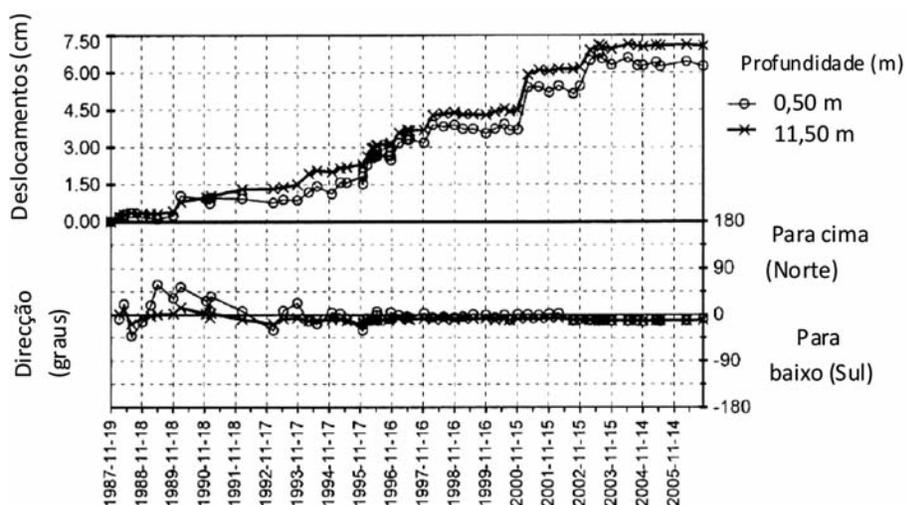


Fig. 13 – Evolução dos deslocamentos medidos no inclinómetro 20A de 1987 a 2005 (Barradas, 2008b).

efetuada apresenta-se na Figura 14 (Barradas, 2008a), onde se constata que o incremento de deslocamento medido é maior quando há maior quantidade de precipitação acumulada.

A relação entre fenómenos de instabilidade de taludes e a precipitação está bem documentada na bibliografia (Fukuoka, 1980; Finlay *et al.*, 1997; Corominas, 2000, entre outros). Em relação aos taludes na região de Coimbra, Quinta Ferreira *et al.* (2006) apresentaram um estudo onde compararam a precipitação média mensal e o número de deslizamentos ocorridos nesta região entre 1964 e 2003. Também estes autores verificaram uma relação entre a precipitação mensal e o número de deslizamentos.

Modelou-se o talude com o programa Code Bright. A geometria adotada para o modelo, características geotécnicas e parâmetros para a calibração dos modelos constitutivos adotados são descritos com mais pormenor em Verde *et al.* (2011). Para os valores dos parâmetros de calibração das várias equações apresentadas foram adotados valores que se encontram em intervalos aceitáveis para solos do mesmo tipo daqueles que foram detetados nas sondagens. Para a permeabilidade foram adotados valores próximos dos medidos *in situ*. Para o solo adotou-se o modelo constitutivo BBM.

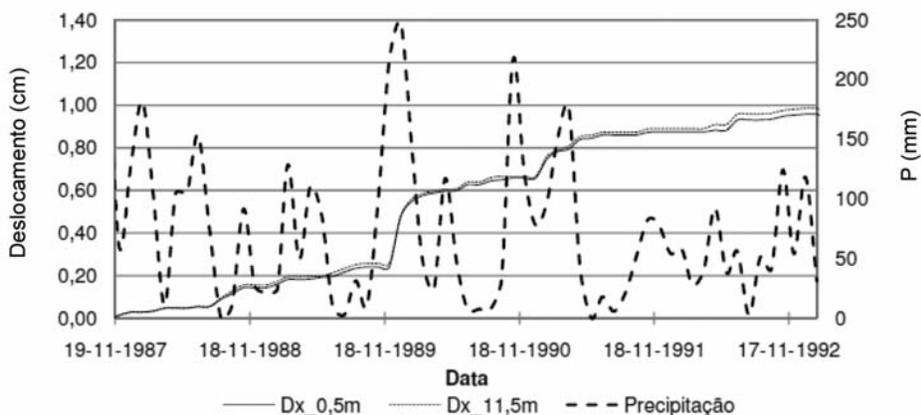


Fig. 14 – Evolução da precipitação diária P e dos deslocamentos devidos às ações climáticas no período entre 19/11/1987 e 17/11/1992 (Verde, 2009).

Considerou-se a ação de um clima médio anual da região, tendo como dados a humidade relativa, a temperatura e a precipitação média mensal. Para a definição da quantidade de água líquida (precipitação) teve-se em consideração o revestimento do talude: na área urbanizada as quantidades infiltradas foram reduzidas em 60%, enquanto nas restantes áreas essa redução foi de 25%. O período analisado vai de 1987 a 1992, antes da introdução das cortinas de poços de drenagem, pois foi o suficiente para obter a correlação entre os deslocamentos e a precipitação, que foi o objetivo deste trabalho.

A Figura 14 apresenta os valores da precipitação acumulada mensal e os deslocamentos calculados entre 1987 e 1992. A sua comparação com a Figura 13 permite verificar que foi possível reproduzir o andamento medido nos inclinómetros instalados no talude. É ainda possível detetar um acréscimo significativo dos deslocamentos no inverno de 1989. Tratou-se de uma época particularmente chuvosa como se vê pelo pico nos valores da precipitação também apresentados na figura. Porém, o inverno de 1990 foi igualmente bastante chuvoso mas não se observou um incremento tão significativo dos deslocamentos como o do ano anterior. A justificação está no facto de o solo ter um grau de saturação mais elevado no inverno de 1990 do que em 1989, resultado verificado no cálculo, o que implica menores variações de sucção logo menores variações volumétricas em 1990. A obtenção destes resultados só é possível considerando modelos que consigam simular a infiltração e retenção de água pelo solo, o que permite constatar que a calibração do coeficiente de permeabilidade e da curva de retenção do solo (modelo de comportamento hidráulico) tem tanta importância como a calibração do BBM (modelo de comportamento mecânico).

5.2 – Caso II – Barragem de Odelouca, Algarve

Este segundo caso descreve o estudo efetuado considerando o efeito da exposição às ações atmosféricas de uma barragem cuja construção foi interrompida por alguns anos após a construção da ensecadeira. Trata-se de um caso inspirado na Barragem de Odelouca, no Algarve (Figura 15). Tal como a barragem de Odelouca, a barragem estudada é uma barragem zonada com cerca de 80m de altura, onde o material dos maciços é uma mistura solo-enrocamento (Caldeira e Brito, 2007) e o núcleo é construído com argila de Silves (fotografia também na Figura 15). A Figura 16 apresenta o desenho esquemático do perfil da barragem, onde se pode observar que o corpo da barragem in-



Fig. 15 – Fotografia da Barragem de Odelouca vista de jusante e do material argiloso usado para a construção do núcleo.

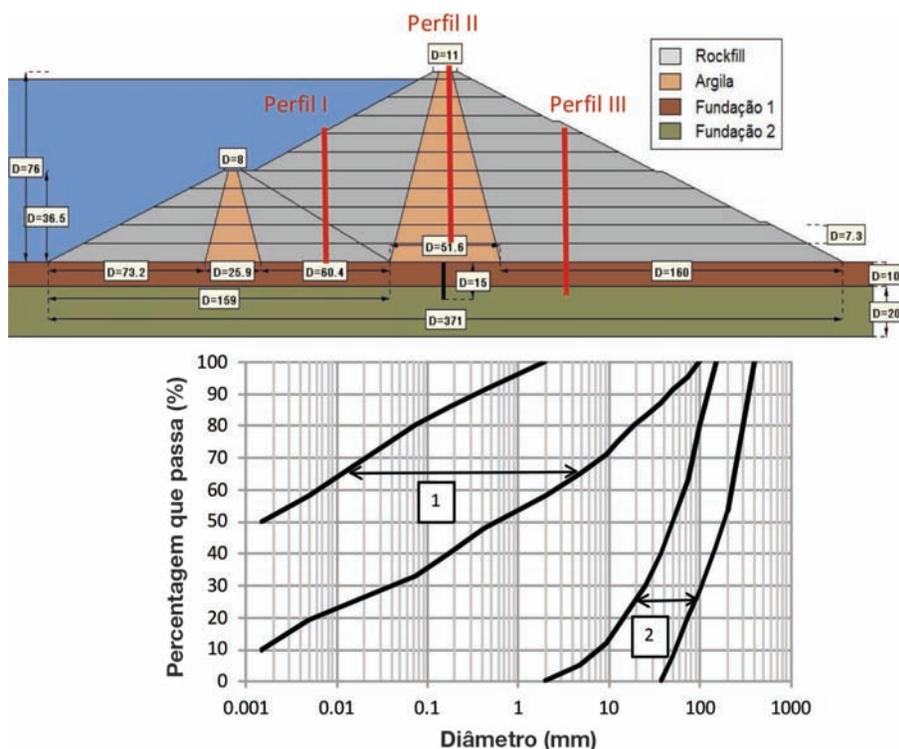


Fig. 16 – Perfil esquemático da barragem e curvas granulométricas dos materiais considerados no modelo numérico (1 – Argila; 2 – Rockfill) (Dias, 2010).

clui uma ensecadeira também construída com um perfil zonado. Nessa figura também se apresentam as curvas granulométricas consideradas para os materiais da barragem. Deste estudo resultaram as teses de mestrado de Dias (2010), para a modelação do comportamento da barragem durante a construção até ao primeiro enchimento, e de Reis (2010, 2011), para a caracterização do comportamento hidro-mecânico do material do núcleo considerando o seu grau de saturação.

Em relação aos modelos de comportamento adotados para os materiais, para a argila considerou-se o BBM e para o solo-enrocamento considerou-se um modelo para materiais tipo enrocamento, ambos descritos antes. Adotou-se um modelo para materiais tipo enrocamento para os maciços construídos com uma mistura solo-enrocamento por se admitir que o fenómeno de fluência continua a ser importante para este material, e portanto este é o modelo mais indicado.

O desfaseamento temporal entre a construção da ensecadeira e a barragem foi de pouco mais de 3 anos. Durante este período, a ensecadeira esteve exposta às ações atmosféricas, de onde pode ter resultado alteração das características hidráulicas e mecânicas dos materiais, e em particular do enrocamento dos maciços laterais. De facto, tal como discutido antes, a molhagem dos materiais tipo enrocamento dá origem à fratura e rearranjo dos blocos, resultando num maior adensamento. Deste adensamento resulta um aumento de resistência e de rigidez, o que é favorável para aterros, mas há também diminuição da permeabilidade e tal não é desejável para os maciços laterais. Para o caso particular da barragem de Odelouca, julga-se que estas alterações não foram significativas porque os maciços foram construídos com uma mistura de solo-enrocamento, logo menos sensível a molhagem do que se se tivesse adotado um material tipo enrocamento.

Julgou-se interessante estudar se o adensamento do material da ensecadeira resultante deste período de espera teria influência significativa no comportamento da barragem. No modelo numé-

rico considerou-se que os maciços eram construídos com um enrocamento semelhante ao usado na construção da barragem de Beliche, e para o qual existem muitos dados na bibliografia (Veiga Pinto, 1983; Naylor *et al.*, 1986; Naylor *et al.*, 1997; Alonso *et al.*, 2005). Para a argila do núcleo consideraram-se dados experimentais de amostras de argila de Silves (Reis, 2011), usada na construção da barragem. As curvas de compressibilidade apresentam-se na Figura 17, medidas em ensaios edométricos de amostras de argila compactadas em condições semelhantes às adotadas em obra (peso volúmico seco $17,2 \text{ kN/m}^3$, teor em água 21% e índice de vazios 0,527), ensaiadas para duas sucções diferentes (condição saturada, com $s=0 \text{ MPa}$, e caso correspondente a uma humidade relativa de 55%, correspondente a $s=85 \text{ MPa}$ para 20°C de acordo com a Equação 1).

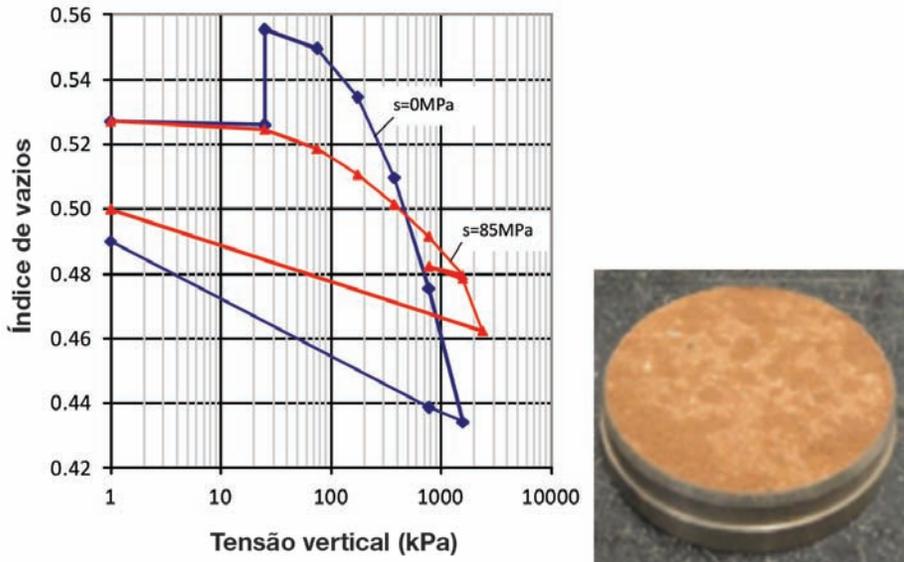


Fig. 17 – Curvas de compressibilidade da argila compactada onde são aplicadas duas sucções diferentes (adaptado de Reis, 2011).

Estes ensaios são um exemplo dos ensaios laboratoriais realizados que forneceram dados para o modelo. Tal como esperado, a rigidez e a tensão de cedência aumentam com o aumento da sucção. As sucções aplicadas em laboratório pretenderam simular situações climáticas extremas, para que se pudesse detetar claramente a influência da sucção no comportamento mecânico e calibrar as leis de comportamento que pudessem depois ser ajustadas ao caso estudado. Pode encontrar-se informação mais detalhada sobre o modelo e os principais resultados em Cardoso *et al.* (2011).

Foram dois os casos estudados considerando as ações atmosféricas: (i) Caso A – construção da barragem considerando o período de pausa de 3 anos após a construção da ensecadeira; (ii) Caso B – Construção da barragem sem considerar a pausa na construção. Estudou-se ainda o Caso 0, que corresponde à situação em que se simula a construção da barragem sem se considerar as ações atmosféricas. Utilizou-se o programa Code Bright na modelação de todos os casos. As ações atmosféricas consideradas nos casos A e B correspondem ao clima médio mensal medido na estação meteorológica do Vidigal, que é a mais próxima do local de obra, para os períodos de tempo em causa. No modelo considerou-se também um faseamento construtivo realista.

A Figura 18 apresenta a evolução da sucção para os dois casos estudados. A sucção inicial adotada no cálculo foi $0,6 \text{ MPa}$, valor realista após a compactação do solo do lado húmido e obtido com base na curva de retenção. O solo fica saturado a partir do momento em que a sucção se anula. Como seria de esperar, porque há molhagem devido à exposição às ações atmosféricas, quando há

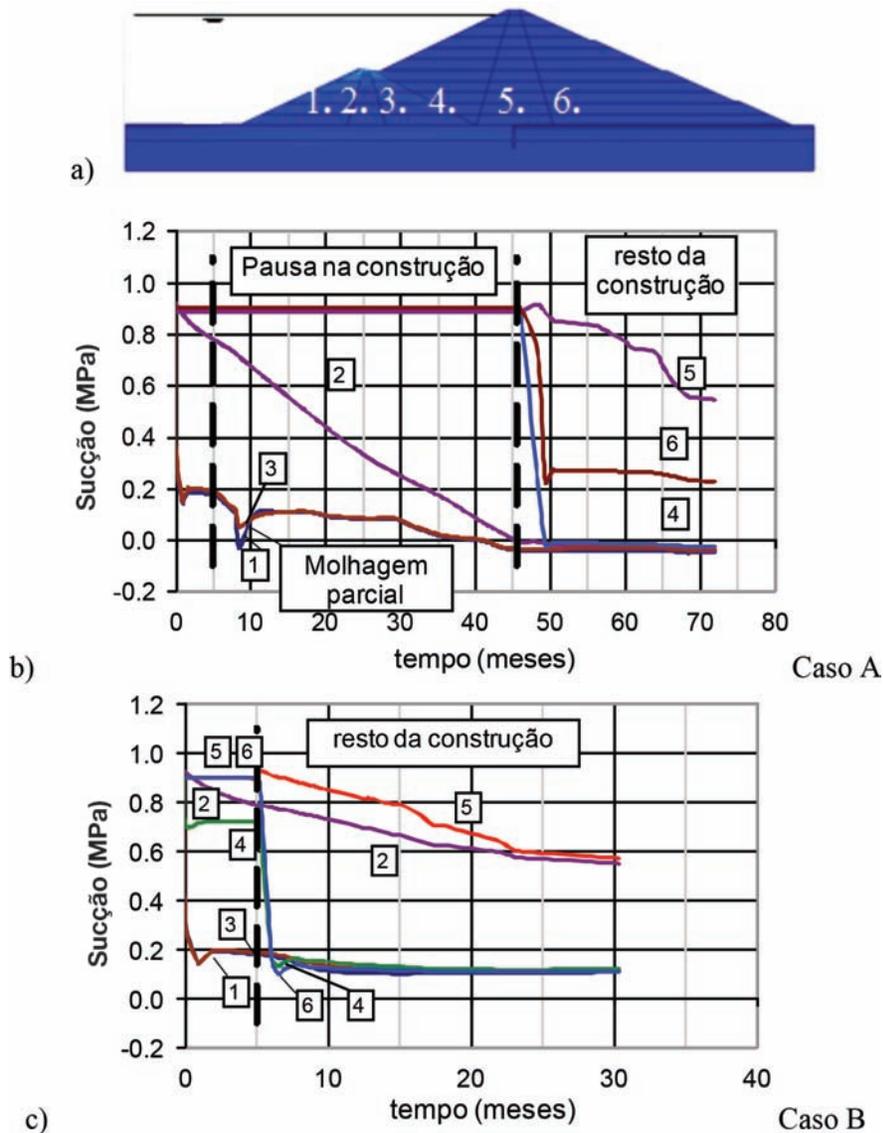


Fig. 18 – Evolução das pressões intersticiais ao longo da construção: a) pontos selecionados; b) Caso A; c) Caso B.

pausa na construção as sucções diminuem nas camadas já construídas. Esta diminuição corresponde a um aumento do teor em água e da humidade relativa nos materiais. As maiores diferenças verificam-se nos valores das sucções finais nos pontos 2, 3 e 4, que no caso A ficam praticamente saturados no final da construção, mas tal não acontece no caso B. Para o ponto 2, no núcleo da ensecadeira, a sucção vai diminuindo durante a pausa porque a água da chuva que se infiltra fica retida devido à baixa permeabilidade da argila. Nos pontos 3 e 4 (respetivamente no maciço de jusante da ensecadeira e de montante da barragem, e no maciço de montante da barragem), a água não se acumula porque os materiais são muito permeáveis, mas a sucção diminui bruscamente com a construção devido ao adensamento, que é maior no caso A porque há mais humidade no enrocamento do maciço da ensecadeira.

Considerando apenas o material tipo enrocamento, esperam-se maiores deformações devidas à rotura dos fragmentos causada pelo aumento da humidade relativa, que é tanto maior quanto maior for a tensão de confinamento. A análise de tensões (não se apresenta neste artigo, mas pode ver-se em Cardoso *et al.*, 2011) comprova que as tensões verticais instaladas nas camadas junto à fundação são superiores à tensão de cedência clástica, pelo que há condições para que o mecanismo de fluência em enrocamentos ocorra, que será tanto mais importante quanto maior for a humidade relativa do solo. Como da formação deste mecanismo resultam assentamentos importantes, analisaram-se os deslocamentos verticais ao longo de cada um dos perfis verticais identificados na Figura 16 (o perfil I inclui parte da enscadeira e o maciço de montante da barragem, o perfil II corresponde aos assentamentos do núcleo e o perfil III encontra-se no maciço de jusante da barragem). Os resultados apresentam-se na Figura 19. Nesta figura incluíram-se os assentamentos calculados para o Caso 0, apenas devido à construção, para permitir distinguir entre os assentamentos devido ao aumento de tensão durante a construção e os assentamentos devidos às ações atmosféricas (molhagem).

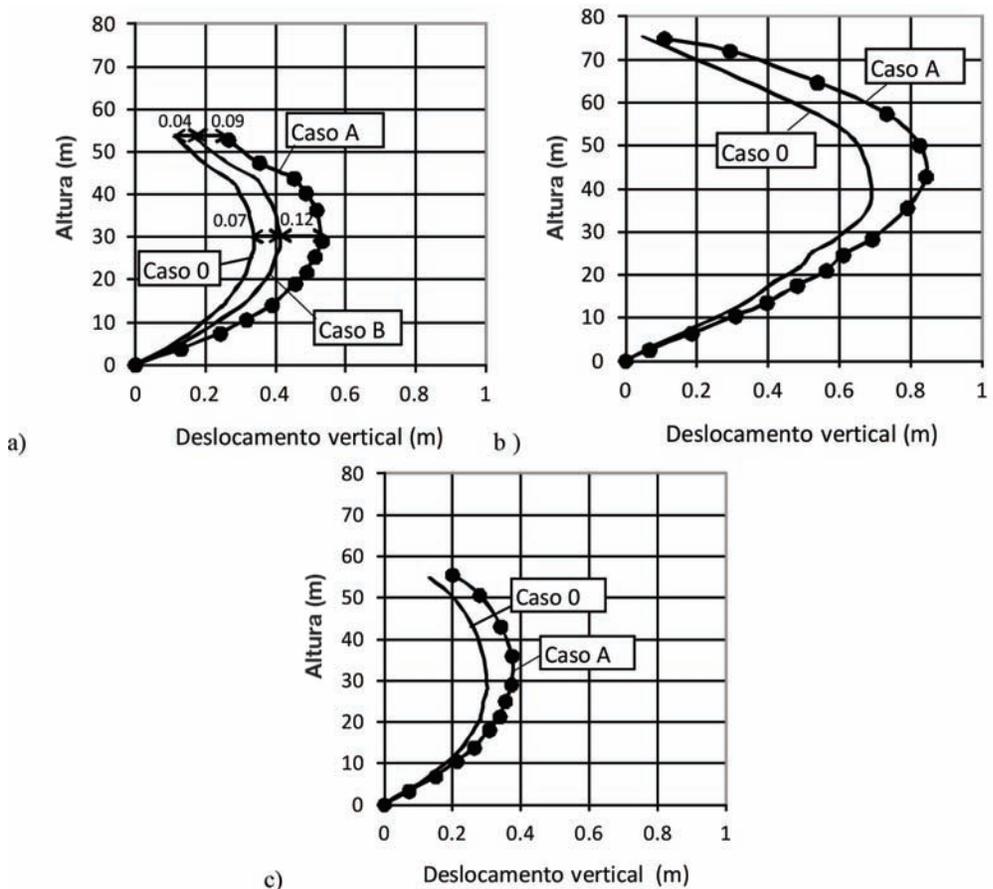


Fig. 19 – Deslocamentos verticais no final da construção para os dois casos estudados: a) perfil I; b) perfil II e c) perfil III.

Para o perfil I, como esperado, os assentamentos medidos para o caso A são superiores aos medidos para o caso B. Tal explica-se porque o tempo de exposição às ações atmosféricas (molhagem) é maior para o caso A do que para o B. A comparação destes dois casos com o caso 0 mostra

que o acréscimo devido à molhagem não é desprezável. Para os perfis II e III, localizados já na barragem, os assentamentos medidos para os casos A e B são idênticos porque o tempo de exposição às ações atmosféricas é o mesmo, apesar de o clima considerado no cálculo ser de anos diferentes. A comparação do caso A com o caso 0 mostra novamente que a molhagem devida à infiltração da água da chuva conduz a maiores assentamentos. No caso do perfil II, tal explica-se pela diminuição da rigidez do material argiloso com a diminuição da sucção (ver Figura 17). No caso do perfil III, tal explica-se pelo mecanismo de deformação dos materiais tipo enrocamento, já referido.

Para concluir, constata-se que os deslocamentos verticais da barragem estudada durante a sua construção dependem não só do acréscimo de tensões verticais devidas ao peso próprio, mas também das variações de sucção devidas à exposição às ações atmosféricas, que afetam a compressibilidade tanto dos materiais tipo enrocamento como dos materiais argilosos. Os últimos são tanto mais importantes quanto maior for o período de exposição às ações atmosféricas. Este comportamento é facilmente extrapolável para a fase de exploração e é o que explica os assentamentos por fluência observados neste tipo de estruturas geotécnicas, que se mencionou quando se apresentou o caso da barragem de Beliche (Figura 3b).

5.3 – Caso III – Aterro experimental

A quantificação dos deslocamentos é importante para estruturas mais sensíveis, ou seja, com grande exigência ao nível do seu desempenho e com grandes custos de manutenção, como é o caso de aterros ferroviários para alta velocidade (Ferreira *et al.*, 2011). Por esse motivo apresenta-se o terceiro exemplo, onde se estudou a influência das ações atmosféricas no desempenho de um aterro ferroviário. Na prática já se considera a exposição às ações atmosféricas na prescrição de sistemas de proteção e cobertura e no dimensionamento de sistemas de drenagem adequados, mas alguns estudos efetuados mostram que estes aterros são bastante sensíveis a deslocamentos sazonais (Jin *et al.*, 1994), que não são totalmente impedidos por drenagem superficial porque há a componente de infiltração através dos taludes e vias de circulação dos veículos, não impermeabilizadas.

No estudo que se apresenta em seguida simulou-se um aterro ferroviário e calcularam-se os deslocamentos sazonais devidos às trocas de água entre o solo do aterro e a atmosfera para verificar se a sua amplitude é relevante para a conceção de infraestruturas de transportes. Na primeira fase deste estudo reproduziu-se numericamente o comportamento de um aterro admitindo que era construído com um solo relativamente expansivo cujas características foram obtidas na bibliografia (Ferreira, 2007). Utilizou-se o programa Code Bright e o modelo constitutivo para solos parcialmente saturados adotado para o solo foi o BBM. Numa segunda fase, foram realizados ensaios laboratoriais numa areia siltosa compactada usada para a construção de um aterro experimental (Fernandes, 2011). Os ensaios realizados foram essencialmente ensaios edométricos (fotografia da montagem na Figura 20) e ensaios para medição da curva de retenção. Os resultados experimentais permitiram obter os parâmetros necessários para calibrar o modelo constitutivo BBM, e com eles simulou-se novamente o comportamento do aterro. Fernandes *et al.* (2012) apresentam este estudo com mais pormenor.

O comportamento volumétrico da areia siltosa foi caracterizado experimentalmente considerando o seu grau de saturação. Trata-se de uma areia siltosa com classificação SM, com cerca de 21% de finos (partículas com dimensão inferior a 0,074 mm) de natureza não plástica (NP). A fração grossa do solo usado na preparação das amostras corresponde apenas à fração passada no peneiro #4 da série ASTM. Basicamente, realizaram-se ensaios edométricos em amostras onde foram aplicadas diferentes sucções, e onde foi possível medir os índices de compressibilidade considerando a sucção instalada e obter os parâmetros de calibração da curva LC. Foi também medida a curva de retenção. Em todos os casos, a sucção foi imposta por equilíbrio de vapor. As amostras foram preparadas no ponto ótimo da curva de compactação adotando uma energia leve em molde

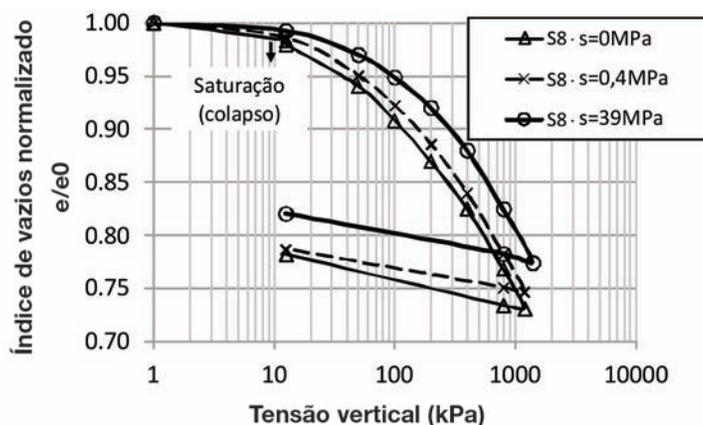


Fig. 20 – Curvas de compressibilidade medidas nos ensaios edométricos realizados em amostras com diferentes sucções aplicadas.

pequeno, (peso volúmico seco $\gamma_d = 20 \text{ kN/m}^3$ e teor em água $w=11\%$), o que corresponde a um índice de vazios $e = 0,35$.

Foram realizados ensaios edométricos em amostras deste solo submetidas a vários ciclos de secagem-molhagem (Fernandes *et al.*, 2012) de modo a quantificar se as características da areia silteosa se alteravam significativamente após a aplicação destes ciclos. Os ciclos foram aplicados com o objetivo de reproduzir em laboratório as variações no teor em água a que os solos de aterros ferroviários podem ser sujeitos ao longo do tempo, assumindo cenários particularmente desfavoráveis tais como, por exemplo, infiltração superficial em estações frias e húmidas e evaporação em estações quentes e secas. Foi também feito um estudo onde se acompanhou a evolução destes assentamentos ao longo dos ciclos e cuja fotografia do equipamento usado se mostra na Figura 21a. Trata-se de uma célula de consolidação metálica, que pôde ser colocada numa estufa à temperatura máxima de 60°C para permitir fazer uma secagem rápida de forma controlada.

A Figura 21b mostra os resultados deste teste em termos de deformação vertical (e volumétrica), ϵ_v , e do correspondente índice de vazios. Pode observar-se nesta figura que a saturação do solo conduziu a um colapso mínimo, o que era esperado porque o índice de vazios na montagem era relativamente elevado. As maiores variações verificam-se nos primeiros três ciclos, mas depois as deformações têm um carácter marcadamente elástico. De facto, a partir do terceiro ciclo, as reduções de volume associadas às etapas de secagem (retração resultante do aumento de sucção) tendem a ser recuperadas na etapa de molhagem subsequente (empolamento resultante da redução de sucção).

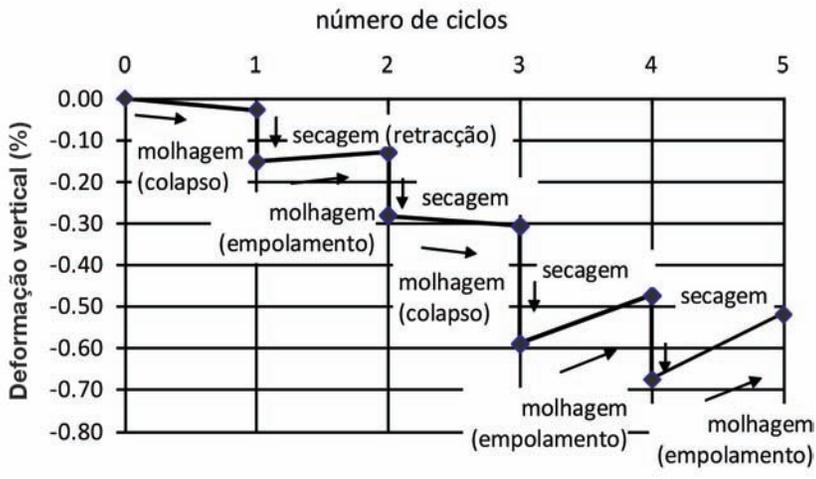
Como se trata de um solo granular, logo sem nenhum tipo de ligação que possa ser destruída ao longo dos ciclos de sucção, não se espera colapso progressivo. Os resultados deste ensaio mostram que a resposta do solo a sucessivas variações de sucção converge para um comportamento elástico e, por isso, é perfeitamente aceitável admitir este tipo de comportamento na modelação.

O modelo do aterro utilizado foi desenvolvido por Ferreira (2007) para reproduzir a estrutura de uma via balastrada moderna. A secção transversal simula um aterro ferroviário com 5 m de altura, adotando geometria e espessuras usuais em projeto para as diferentes camadas da plataforma (Teixeira *et al.*, 2010). A geometria da secção transversal apresenta-se na Figura 22a, assim como a localização dos pontos definidos para o controlo dos deslocamentos. A malha de elementos finitos gerada para o modelo apresenta-se na Figura 22b.

Considerou-se a ação de um clima mediterrânico adotando-se valores médios anuais repetidos durante um período de 5 anos (1800 dias). As variáveis atmosféricas (precipitação, humidade relativa e temperatura) foram inseridas no modelo através das condições de fronteira nas superfícies de



a)



b)

Fig. 21 – Estudo experimental: (a) célula de teste; (b) evolução da deformação vertical ao longo da aplicação de oito ciclos de secagem-molhagem (Fernandes *et al.*, 2012).

interface com a atmosfera (balastro, parte superior do aterro e taludes). Foi considerado um carregamento constante de 2,4 kN/m para ter em conta a carga permanente associada aos carris e às travessas.

Realizaram-se duas simulações que diferem entre si apenas no solo adotado para o aterro e camada de forma. Um dos materiais é um solo argiloso moderadamente expansivo, o outro é uma areia siltosa compactada, cujas principais propriedades hidro-mecânicas foram definidas com base nos resultados dos ensaios experimentais (Fernandes, 2011). Os parâmetros associados à difusão de vapor e à condução de calor normalmente não variam para os diversos tipos de minerais presentes nos solos, e por isso mantiveram-se os valores obtidos na literatura.

A evolução do deslocamento vertical calculado nos pontos de controlo da plataforma (identificados na Figura 22a) ao longo dos 5 anos e para os dois tipos de solo considerados apresenta-se na Figura 23 (Figura 23a para a areia siltosa descrita e Figura 23b para a argila moderadamente expansiva). Na Figura 24, e para ambos os solos estudados, pode observar-se uma acumulação de deformação ao longo do tempo, o que corresponde a um assentamento da plataforma. Para a areia siltosa, a acumulação de deformação apenas é relevante nos primeiros 2 anos (720 dias). Para o solo argiloso, este efeito é contínuo ao longo dos 5 anos (1800 dias) de simulação. Esta diferença deve-se essencialmente às diferentes características hidráulicas dos dois solos, em particular ao seu coeficiente de permeabilidade. De facto, a estabilização dos deslocamentos apenas ocorre quando a sucção de equilíbrio entre as várias camadas de solo da plataforma é atingida. Uma vez atingido este

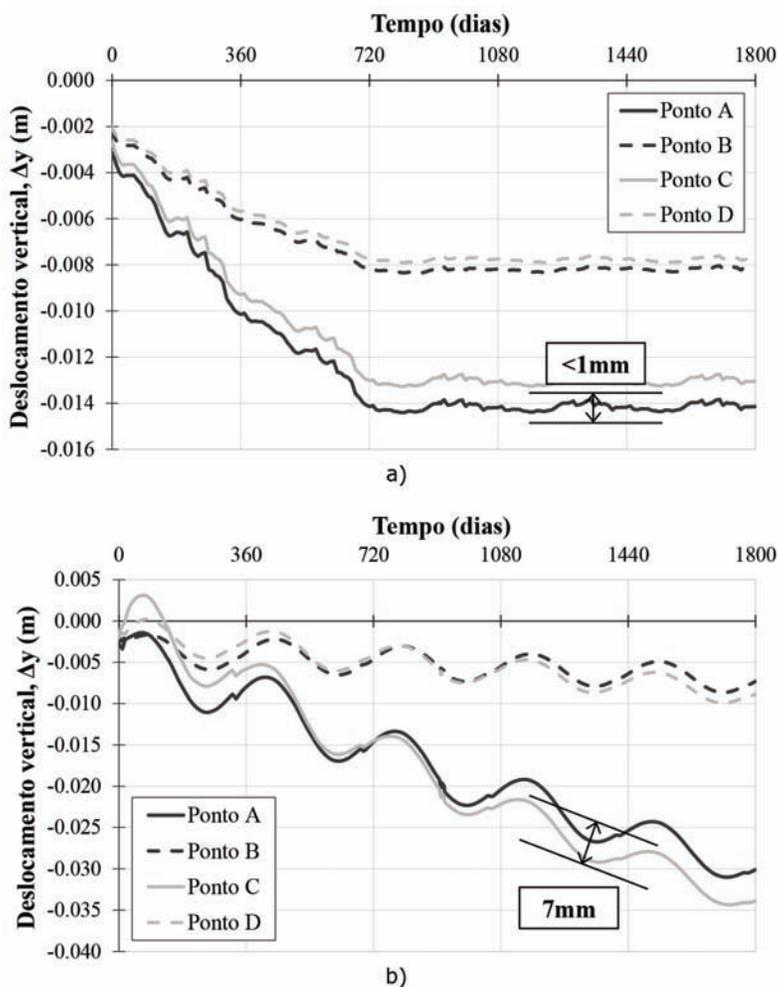


Fig. 23 – Evolução do deslocamento vertical nos pontos de controlo ao longo de 5 anos (1800 dias):
 (a) material de fundação com as características da areia siltosa compactada estudada (Fernandes, 2011);
 (b) material de fundação com características de um solo argiloso moderadamente expansivo (Ferreira, 2007).

representar solos de fundação usualmente incorporados em plataformas ferroviárias de boa qualidade. O solo argiloso é tido como um material menos adequado para a construção deste tipo de estruturas, mas ainda assim poderá corresponder a um solo natural que seja atravessado por uma linha ferroviária. Finalmente, os resultados deste estudo podem contribuir para o desenvolvimento de soluções estruturais que reduzam as necessidades de manutenção e, conseqüentemente, os custos de exploração em ferrovias de alta velocidade.

6 – CONCLUSÕES

As interações entre o solo e a atmosfera mais relevantes traduzem-se em situações de molhagem ou de secagem, que correspondem a variações de sucção. Dão-se essencialmente nas camadas mais superficiais pois é onde há maiores variações de sucção e menores tensões verticais, logo é nestes locais que se verificam as maiores variações de volume.

O cálculo em condições não saturadas requer programas de cálculo capazes de considerar as trocas de água entre o solo e a atmosfera e de incorporar o seu comportamento constitutivo em condições não saturadas adequado ao tipo de material. A realização de ensaios laboratoriais com aplicação/medição de sucção é necessária para obter os parâmetros necessários para a definição das leis de comportamento mecânico e hidráulico. Trata-se de ensaios não correntes, que à data têm sido realizados em âmbitos de projetos de investigação no IST e no LNEC.

A consideração do grau de saturação dos materiais (ou da sucção) na modelação do seu comportamento é fundamental quando se pretende efetuar o cálculo das deformações de estruturas geotécnicas sensíveis ao clima, como é o caso dos taludes, barragens de solo-enrocamento e aterros. O cálculo destas deformações é muito importante quando se pretende avaliar a funcionalidade destas estruturas e para estimar a necessidade de instrumentação para avaliar possíveis situações de rotura progressiva. O cálculo é também importante para estimar custos de manutenção nos aterros em geral, em particular nos mais sensíveis às deformações, como é o caso dos aterros para vias ferroviárias de alta velocidade.

Pelo descrito, justifica-se a necessidade de considerar o estado não saturado do solo e o seu comportamento perante ciclos de molhagem e secagem e foi, por isso, o tema escolhido para ser apresentado como keynote lecture no prémio dos Jovens Geotécnicos 2011 em língua inglesa.

7 – AGRADECIMENTOS

Ao Professor Emanuel Maranha das Neves, a autora agradece todo o apoio dado e o gosto transmitido pelo comportamento constitutivo de materiais não saturados, e ainda pela revisão cuidada deste texto. Agradece ainda aos Jovens Geotécnicos cujos trabalhos de mestrado no IST se inseriram neste tema, Tiago Moço Ferreira, Pedro Almeida Santos, João Verde, André Reis, João Dias e Vasco Fernandes, e ao colega Professor Paulo Fonseca Teixeira pelo interesse nas vias ferroviárias. Agradece também ao LNEC, e em particular à Investigadora Professora Laura Caldeira pelo apoio e por toda a colaboração em vários projetos em comum com o IST, e ao Investigador João Barradas pela partilha de dados. Agradece também ao Sr. José Alberto Reis, técnico do laboratório do IST, pela ajuda imprescindível na montagem dos trabalhos experimentais apresentados. Finalmente, agradece à Universidade Politécnica da Catalunha, Barcelona, em particular ao Professor Eduardo E. Alonso, ao Professor Enrique Romero e ao Professor Sebastià Olivella, pela partilha de conhecimento no domínio dos solos não saturados e do programa Code Bright.

8 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Alonso, E.; Cardoso, R. (2010). *Behaviour of materials for earth and rockfill dams: Perspective from unsaturated soil mechanics*. Frontiers of Architecture and Civil Engineering in China, Vol. 4, pp. 1-39.
- Alonso, E.; Gens, A.; Josa, A. (1990). *A constitutive model for partially saturated soils*. Géotechnique, 40(3), pp. 405-430.
- Alonso, E.; Olivella, S.; Pinyol, N. (2005). *A review of Beliche Dam*. Géotechnique, 55(4), pp. 267–285.
- Barradas, J. (2008a). *Padrões de comportamento de taludes sujeitos a acções climáticas: dois casos de taludes de escavação*. 11º Congresso Nacional de Geotecnia.

- Barradas, J. (2008b). *Contribution to the safety evaluation of slopes using long term observation results*. In Proceedings of the 10th International Symposium on Landslides. Xi'an, China. Balkema.
- Brisa e Geocontrolo (2007). Rebaixamento do Nível Aquífero e de Instrumentação no Talude da A1 ao km 189,000 S/N, Proc. 32902. Lisboa.
- Caldeira, L.; Brito, A. (2007). *Controlo da compactação de misturas de solo-enrocamento da barragem de Odelouca através de ensaios de vibração*. Revista Luso-Brasileira de Geotecnia, 109, pp. 43-75.
- Cardoso, R.; Caldeira, L.; Maranha das Neves, E.; Dias, J.; Reis, R (2011). *Behaviour of an earth-rockfill dam during its construction considering climate actions*. Proc. 6th International Conference on Dam Engineering, Lisbon, pp 241-255.
- Cardoso, R.; Maranha das Neves, E.; Almeida Santos, P (2010). *Suction changes during the construction of an embankment from A10 Motorway in Portugal*. Proc. International Conference on Unsaturated Soils, Barcelona.
- Coppin N.J.; Richards, I.G. (1990). *Use of vegetation in civil engineering*. London: CIRIA.
- Corominas J (2000). *Landslides and climate*. Proceedings 8th International Symposium on Landslides, E. Bromhead, N. Dixon, M.L. Ibsen (Eds.). Cardiff: A.A. Balkema, 4: 1-33.
- Dias, J. (2010). *Efeitos do Clima no Comportamento de Barragens de Terra-Enrocamento*. Tese de Mestrado, Instituto Superior Técnico, TULisbon.
- ECH2O (2004). Eco-sensors ECH2O - soil moisture measurement. Decagon Devices, Inc., Pullman, USA.
- Fernandes, V. (2011). *Characterization of the hydro-mechanical behaviour of railway embankment soils subjected to drying and wetting cycles*. Tese de Mestrado, Instituto Superior Técnico, TULisbon.
- Fernandes, V.; Cardoso, R.; Ferreira, T.M.; Fonseca Teixeira, P. (2012). *Efeito de ciclos de molhagem e secagem no comportamento de um solo siltoso usado na construção de um aterro ferroviário*. 6º Congresso Luso-Brasileiro de Geotecnia, Lisboa, Portugal.
- Ferreira, T.M. (2007). *Influence of incorporating a bituminous sub-ballast layer on the deformations of railway trackbed*. Tese de Mestrado, Instituto Superior Técnico, TULisbon.
- Ferreira, T.M.; Teixeira, P.F.; Cardoso, R. (2011). *Impact of bituminous subballast on railroad track deformation considering atmospheric actions*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, Vol. 137, No. 3, pp. 288-292.
- Finlay, P.J.; Fell, R.; Maguire, P.K. (1997). *The relationship between the probability of landslide occurrence and rainfall*. Canadian Geotechnical Journal, 34, pp. 811-824.
- Fityus, S.G.; Smith, D.W.; Allman, M.A. (2004). *Expansive soil test site near Newcastle*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 130, No. 7, pp. 686-695.
- Fredlund, D.G.; Rahardjo, H. (1993). *Soil Mechanics for Unsaturated Soils*. John Wiley and Sons, New York.
- Fukuoka, M., (1980). *Landslides associated with rainfall*. Geotechnical Engineering, 11, pp. 1-29.

- Gallipoli, D.; Gens, A.; Sharma, R.; Vaunat, J. (2003). *An elasto-plastic model for soil incorporating the effects of suction and degree of saturation on mechanical behaviour*. Géotechnique, 53(1), pp. 123-135.
- Jin, M.S.; Lee, K.W.; Kovacs, W.D. (1994). *Seasonal variation of resilient modulus of sub-grade soils*. Journal of Transportation Engineering, Vol. 120, No. 4, pp. 603-616.
- Justo J.L.; Durand P. (2000). *Settlement-time behaviour of granular embankments*. Int. J. Numer. Anal. Methods Geomech. 24, pp. 281-303.
- Leong, E.C.; Rahardjo, H. (1997). *A review on soil-water characteristic curve equations*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 123(12), pp. 1106-1117.
- Maranha das Neves, E; Cardoso, R. (2006). *Research Project for BRISA on the mechanical behaviour of embankments from A10 Motorway*. Dep. of Civil Engng., Report ICIST EP 23/06 and EP 13/08. Instituto Superior Técnico.
- Marsal R.J.; Arellano L.R.; Guzmán M.A.; Adame H. (1976). *El Infernillo: Behaviour of dams built in Mexico*. Instituto de Ingeniería, UNAM, Mexico.
- Naylor D.J.; Maranhã, J.R.; Maranhã das Neves, E.; Veiga Pinto, A.A. (1997). *A back-analysis of Beliche Dam*. Géotechnique 47(2), pp. 221-233.
- Naylor D.J.; Maranhã das Neves, E.; Mattar Jr., D.; Veiga Pinto, A.A. (1986). *Prediction of construction performance of Beliche Dam*. Géotechnique 36(3), pp. 359-376.
- Oldecop, L.A.; Alonso, E.E. (2001). *A model for rockfill compressibility*. Géotechnique, 51(2), pp. 127-140.
- Olivella, S.; Gens, A.; Carrera, J.; Alonso, E.E. (1996). *Numerical formulation for simulator (CODE_BRIGTH) for coupled analysis of saline media*. Engineering Computations, Vol. 13, No. 7, pp. 87-112.
- Quinta Ferreira, M.; Lemos, L.J.L.; Pereira, L.F.M. (2006). *Influência da precipitação nos deslizamentos e no comportamento dos pelitos do Triássico, em Coimbra*. 10º Congresso Nacional de Geotecnia.
- Reis, A. (2010). *Comportamento hidro-mecânico de um solo compactado com diferente teor em água e mesmo índice de vazios*. Tese de Mestrado, Instituto Superior Técnico, TULisbon.
- Reis, A. (2011). *Caracterização do comportamento hidro-mecânico de um solo compactado com diferente teor em água e mesmo índice de vazios*. Prémio Jovens Geotécnicos em língua portuguesa (1º Lugar).
- Romero, E.; Vaunat, J. (2000). *Retention curves of deformable clays. Experimental Evidence and Theoretical Approaches in Unsaturated Soils*. Proceedings of the International Workshop on Unsaturated Soils, Trento, Italy.
- Romero, E.; Della Vecchia, G.; Jommi, C. (2011). *An insight into the water retention properties of compacted clayey soils*. Géotechnique, 61 (4), pp. 313-328.
- Smethurst, J.A.; Clarke, D.; Powrie, W. (2006). *Seasonal changes in pore water pressure in a grass-covered cut slope in London Clay*. Géotechnique, 56(8), pp. 523-537.
- Teixeira, P.F.; López Pita, A.; Ferreira, P.A. (2010). *New possibilities to reduce track costs on high-speed lines using a bituminous sub-ballast layer*. International Journal of Pavement Engineering, Vol. 11, No. 4, pp. 301-307.

- 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, Spain.
- van Genuchten, M.T. (1980). *A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils*. Soil Science Society of America Journal, Vol. 44, No. 5, pp. 892-898.
- Vaunat, J.; Romero, E.; Jommi, J. (2000). *An elastoplastic hydro-mechanical model for unsaturated soils*. In *Experimental Evidence and Theoretical Approaches in Unsaturated Soils* (A. Tarantino and C. Mancuso, Eds.), Proc. Int. Workshop on Unsaturated Soils, Trento, Italy. Rotterdam: Balkema, pp. 121-138.
- Veiga Pinto, A.A. (1983). *Previsão do comportamento estrutural de barragens de enrocamento*. Tese LNEC.
- Verde, J. (2009). *Modelação do comportamento de taludes considerando acções climáticas e comparação com resultados de observação*. Tese de Mestrado, Instituto Superior Técnico, TULisbon.
- Verde, J.; Cardoso, R.; Barradas, J. (2011). *Numerical behavior of a real slope considering climate actions and comparison with in situ readings*. Proc. XV European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, 12-15 September, Athens, Greece.

MACIÇOS ROCHOSOS EM PROJETOS HIDRELÉTRICOS: PROPOSTA DE CLASSIFICAÇÃO GEOMECÂNICA*

Rock masses in hydroelectric projects: a proposal of geomechanical classification

João Batista de Mesquita**

José Alexandre J. Perinotto***

André Pacheco de Assis****

RESUMO – Desenvolveu-se uma proposta de classificação geomecânica de maciços rochosos em barramentos hidrelétricos a céu aberto (CGM), tendo como base estrutural o Rock Mass Rating (RMR) de Bieniawski, para aplicação nas fases de viabilidade e projeto básico antes da construção, e projeto executivo durante o preparo das fundações. Os parâmetros, simples e consagrados, são obtidos com pesquisas e procedimentos comumente empregados, tendo como casos, os aproveitamentos hidrelétricos do Jirau, no rio Madeira, Porto Velho (RO) e Serra do Facão, no rio São Marcos, Catalão (GO), ambos no Brasil. Foram introduzidos ajustes devidos aos tratamentos de fundação aplicados para contemplar as melhorias devido a estes na qualidade do maciço rochoso da fundação da barragem. Demonstrou-se a obtenção de parâmetros geomecânicos, testou-se e avaliou-se nos casos citados e, finalmente, correlacionou-se a CGM com os sistemas RMR e GSI (Geological Strength Index), visando à obtenção de parâmetros com lógica matemática. Ressalta-se a importância das classificações geomecânicas e os reflexos nas prospecções de projetos hidrelétricos.

ABSTRACT – A proposal has been developed of rock mass geomechanical classification (CGM) for surface use in hydroelectric design and construction, based on the Rock Mass Rating (RMR) by Bieniawski, for application in the design phases before bidding, and in the executive design during the preparation of the dam foundations. The parameters, simple and traditional, are obtained by well-known procedures and employed in two case studies: the hydroelectric projects of Jirau, in Madeira river, Porto Velho-RO and Serra do Facão, in São Marcos river, Catalão-GO, both in Brazil. Adjustments due to the applied foundation treatments were introduced to incorporate their improvements in the surface rock mass of the dam foundation. The obtention of geomechanical parameters was demonstrated. The CGM was tested and evaluated in both mentioned cases and, finally, correlated to the RMR system and Geological Strength Index (GSI), aiming to obtain geomechanical parameters. The importance of geomechanical classifications and their application to hydroelectric projects are pointed out.

PALAVRAS CHAVE – Classificação geomecânica, maciço rochoso, hidrelétrica.

1 – INTRODUÇÃO

Empreendimentos hidrelétricos, sobretudo de grande porte, são multidisciplinares, envolvendo as áreas de ciências exatas, naturais e humanas e, em sua implantação, demandam o desenvolvimento de projetos de

* Síntese da Tese de Doutorado em Geociências e Meio Ambiente, pela Universidade Estadual Paulista UNESP- Campus de Rio Claro-SP.

** Geólogo, Doutorando, Profissional liberal PCE Projetos e Consultorias de Engenharia Ltda. Rio de Janeiro, Brasil. E-mail: jbatmesquita@yahoo.com.br

*** Geólogo, Ph.D., Professor UNESP- Rio Claro – SP. Brasil. E-mail: perinoto@rc.unesp.br

**** Eng. Civil, Ph.D., Professor UnB- Brasília - DF. Brasil. E-mail: aassis@unb.br

engenharia, viabilizados a partir de intensas e demoradas campanhas de investigações e pesquisas geotécnicas. As campanhas de investigações objetivam o conhecimento do meio físico para desenvolvimento do projeto civil em seus aspectos hidrométricos, geomorfológicos, e, especialmente, geológico-geotécnicos. Também é de grande importância o conhecimento sócio-econômico e ambiental, no tocante à fauna, à flora, entre outros.

A necessidade do conhecimento da geologia e geotecnia do sítio de um barramento de um grande curso d'água vem ao encontro de critérios de segurança de um empreendimento hidrelétrico. Risco existe em qualquer obra de engenharia, mas em barragens as conseqüências são geralmente mais sérias, principalmente quando situadas próximas a áreas intensamente edificadas e populosas. Segundo Marques Filho e Geraldo (1998), de 30 a 40% dos acidentes em barragens são causados por fatores geológico-geotécnicos.

Os mapeamentos geológico-geotécnicos de afloramentos rochosos, em parte substituem, ou, no mínimo, orientam as prospecções de subsuperfície. Em escala macroscópica, são obtidas as características estruturais e geométricas das descontinuidades, juntamente com os ensaios *in situ* ou de laboratório, fundamentais para caracterização da rocha intacta e do maciço rochoso.

A natureza do maciço rochoso é muito complexa. A diversidade e variabilidade geotécnica dos materiais tendem a se acentuar, notadamente em se tratando de obras lineares, sendo necessárias ferramentas teóricas que permitam analisar o controle de seu comportamento num tempo e espaço determinados, onde o bom senso e a experiência prática são partes importantes. Uma alternativa de caracterizar os maciços rochosos está nos sistemas de classificação geomecânica, como forma sistemática de catalogar experiências obtidas em outros lugares e relacioná-las com a situação ora encontrada.

A vivência de casos em grande parte busca na experiência as soluções para os projetos futuros, o que se constitui a base de dados para o desenvolvimento e ajustes das classificações geomecânicas tradicionais aplicadas a projetos de túneis. Essa possibilidade também poderá ocorrer em projeto hidrelétrico a céu aberto de grande porte, entendendo ser este o momento de catalogar toda a experiência, rever os conceitos, critérios e especificações técnicas de projeto, aplicando na prática classificações geomecânicas de maciços rochosos, próprias, direcionadas também para as complexas fundações de projetos hidrelétricos.

As análises das especificações técnicas aplicadas nos serviços de preparo e liberação de fundações de empreendimentos hidrelétricos empregadas nas últimas três décadas no Brasil, a exemplo de Tucuruí (1978-1982), Balbina (1982-1984), Samuel (1984-1987), Manso (1999-2001), Peixe-Angical (2004-2005) e Serra do Facão (2007-2008) são generalizadas e normalmente transcritas e repassadas de projeto a projeto. Exceção se dá quando aparecem situações especiais de fundação, a exemplo das megafaturas do Aproveitamento Múltiplo (APM) Manso (Furnas, 2002) e das falhas tipo F3 da UHE Tucuruí (Mattos *et al.*, 1984), em que foram concebidos projetos de tratamento específicos, para solucionar problemas de deformabilidade, entre outros.

O objetivo principal do trabalho foi formular proposta de classificação geomecânica de maciços rochosos aplicada a projetos hidrelétricos, de obras a céu aberto, tendo como estudo de casos o Aproveitamento Hidrelétrico (AHE) Jirau e a Usina Hidrelétrica (UHE) Serra do Facão, para duas fases distintas de concepção do empreendimento:

- Estudo de projeto de viabilidade técnica-econômica e de projeto básico;
- Projeto executivo de implantação das obras civis.

A classificação geomecânica para as fases de viabilidade e projeto básico objetivou subsidiar as consultoras na obtenção de parâmetros geomecânicos e definição dos critérios de projeto, fundamentais para determinação da geometria de escavação e elaboração das especificações técnicas dos serviços de preparo e liberação de fundação, possibilitando desta forma quantificar os serviços com relativa segurança, enquanto a proposta de classificação geomecânica para a fase de projeto executivo é direcionada, sobretudo para as atividades de preparo, tratamento e liberação das fundações, podendo ser empregada na avaliação das especificações técnicas e aplicabilidade do projeto executivo nestas áreas específicas e no encaminhamento aos devidos ajustes dos critérios de projeto.

Para subsidiar a proposta de classificação, desenvolveu-se intensa revisão bibliográfica sobre classificações e caracterização geomecânica de parâmetros de maciços rochosos. Em seguida, os estudos foram desenvolvidos em uma sequência de atividades subdivididas em três etapas: coleta, tratamento e sistematização dos dados.

O desenvolvimento do trabalho foi iniciado a partir dos estudos e prospecções de campo do AHE Jirau, tendo sido neste projeto formatada a base estrutural da proposta de classificação geomecânica de maciços rochosos para as fases de viabilidade e projeto básico. A revisão bibliográfica nesta etapa direcionou-se na obtenção de dados metodológicos para determinação de forma direta de parâmetros geomecânicos ou indireta por meio de expressões empíricas, empregadas na caracterização geomecânica de descontinuidades presentes nos maciços rochosos do AHE Jirau e UHE Serra do Facão.

Já o desenvolvimento da proposta de classificação geomecânica de maciços rochosos para a fase de projeto executivo (obra) se concentrou na UHE Serra do Facão. Com base nos dados obtidos do programa interno de pesquisa, desenvolvido para determinação e caracterização de parâmetros geomecânicos de descontinuidades, da etapa de coleta de dados, foi estendido nesta etapa, na determinação de parâmetros geomecânicos de descontinuidades do maciço rochoso da UHE Serra do Facão.

A proposta de classificação geomecânica de maciços rochosos para as fases de viabilidade e projeto básico, devidamente testada no AHE Jirau, foi avaliada no maciço rochoso da UHE Serra do Facão, por meio de quatorze sondagens rotativas executadas para projeto na área de interesse da pesquisa e a seguir foi reavaliada pelo sistema RMR de Bieniawski (1989). Aferiu-se a proposta de classificação geomecânica em maciços de baixa consistência em trechos de sondagem com ocorrências de grafita-xisto, com características geomecânicas de rocha branda, comparável aos filitos da UHE Batalha (Furnas *et al.*, 2006; Furnas *et al.*, 2007).

Inicialmente, aferiu-se a proposta de classificação geomecânica na fundação da tomada de desvio da UHE Serra do Facão. Foram reavaliados, de início, os parâmetros geotécnicos da classificação das fases de viabilidade e projeto básico, com base nas sondagens existentes, e a seguir foram comparados os pontos obtidos com a exposição do maciço rochoso, por ocasião dos serviços de preparo e tratamento de fundação.

O acompanhamento das atividades de preparo e tratamento de fundação em curso na UHE Serra do Facão (com cerca de 70% concluído em setembro de 2008) incluiu a cortina de injeções, injeções de consolidação, regularização de taludes a fogo e/ou concreto, tratamentos de fraturas, concreto dental e de regularização, cortina e galerias de drenagem. Esta foi uma oportunidade ímpar para reavaliar a aplicabilidade e eficiência dos tratamentos nesta área específica e proceder aos devidos ajustes dos critérios de projeto, de forma que neste período a proposta da classificação geomecânica passou por ajustes e calibração.

Procedeu-se à avaliação da aplicabilidade da classificação geomecânica proposta, tendo sido selecionadas áreas diversificadas de fundações de estruturas de concreto e de barragens de terra e enrocamento. Finalmente, considerando o cumprimento do objetivo principal do trabalho, desenvolveram-se as conclusões. No entanto, vale observar que esta proposta de classificação deve ser objeto de maior calibração e ajuste, em função de aplicações em outros empreendimentos.

2 – CONHECIMENTO DO MEIO FÍSICO

As áreas de estudos de casos (Figura 1), para desenvolvimento da proposta de classificação geomecânica de maciços rochosos, de projetos hidrelétricos a céu aberto (CGM), compreendem:

- o Aproveitamento Hidrelétrico (AHE) Jirau, situado na Cachoeira do Jirau, no médio rio Madeira, a 130 km de Porto Velho, RO, para as fases dos estudos de viabilidade e projeto básico;
- a Usina Hidrelétrica (UHE) Serra do Facão, em execução no rio São Marcos, um dos principais tributários do rio Paranaíba, localizada na divisa dos municípios de Catalão e

Davinópolis, GO, a 54 km e 22 km da sede dos respectivos municípios, para a fase de projeto executivo (obra).

Quanto ao AHE Jirau, conforme os estudos de viabilidade (Furnas *et al.*, 2004), este está inserido dentro de um contexto bem mais amplo, que envolve três outros grandes projetos (Complexo do Rio Madeira) formado por quatro usinas hidrelétricas e uma malha hidroviária de 4.200 km navegáveis, no âmbito de um futuro programa de integração de infra-estrutura de energia e de transportes entre Brasil e Bolívia.

O AHE Jirau possui um reservatório de pequenas dimensões, com área de 244 km², sendo cerca de 136 km² a inundação natural do rio Madeira, o que corresponde a uma relação área/potência instalada de 0,074 km²/MW. O rio Madeira, com vazão média anual em Jirau de 19 000m³/s, é o afluente mais importante do rio Amazonas. Seu comprimento, até a foz no rio Amazonas, é de 1238 km, com navegação franca a jusante de Porto Velho, estando incluso no projeto a construção de eclusa e canais de navegação. O arranjo (Figura 2) foi concebido nos estudos de viabilidade (Furnas *et al.*, 2004), com a Casa de Força apresentando 44 turbinas tipo bulbo e potência instalada de 3300 MW.

Quanto à geologia local do AHE Jirau, o maciço rochoso do Jirau situa-se na borda do corpo intrusivo de magma tipicamente ácido, que o caracteriza em sua gênese petrográfica de rocha subvulcânica, denominada genericamente de riolito. Destacam-se três famílias principais de descontinuidades com ampla exposição no período de estiagem na região da cachoeira do Jirau:

- Família NW-SE de elevado mergulho, responsável pelo alinhamento da calha do rio, na região da Cachoeira do Jirau e imediatamente a montante desta. É de grande persistência, com alinhamento regional. A direção do plano predominante é de N300W, com mergulho subvertical, 70°-90° NE (ou) SW (Figura 4);
- Família NE-SW de elevado mergulho, que intercepta a família NW-SE em média a 75°, portanto, praticamente ortogonal, cuja direção do plano predominante é de N40°E e mergulho sub-vertical, (85°-90° NE-SW), inclinado tanto para NW quanto para SE. A jusante da cachoeira do Jirau é responsável pelo alinhamento da calha do rio Madeira. É certamente a família mais importante do maciço, de grande persistência e com características geomecânicas similares às da família NW-SE;

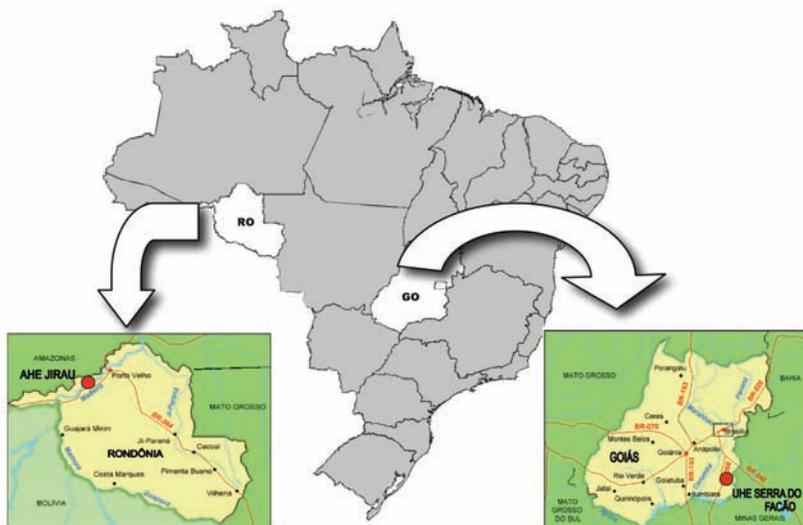


Fig. 1 – Localização das áreas de estudo de casos, AHE Jirau, no rio Madeira, RO e a UHE Serra do Facão no rio São Marcos, GO.

- Família sub-horizontal, sendo a principal responsável pelo contorno superior dos macro-afloramentos (ilhas). As descontinuidades apresentam planos ondulados, subparalelos e espaçados em geral entre 0,5 e 2,0 m. As atitudes dos planos são muito variadas em decorrência da ondulação da lapa. A profundidade de ocorrência das descontinuidades é inferior a 15,0 m, apresentando-se parcialmente abertas nos primeiros metros e fechadas a maior profundidade.

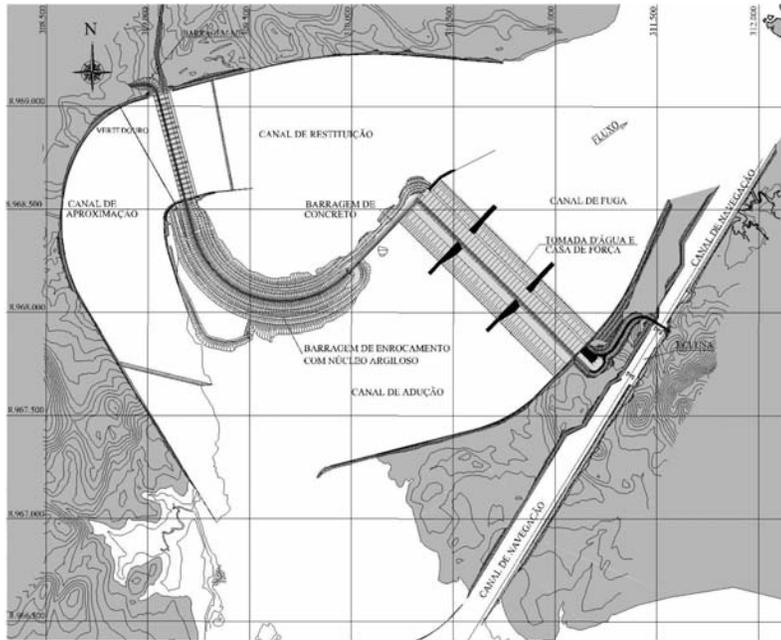


Fig. 2 – Arranjo das obras civis, em planta, do AHE Jirau.

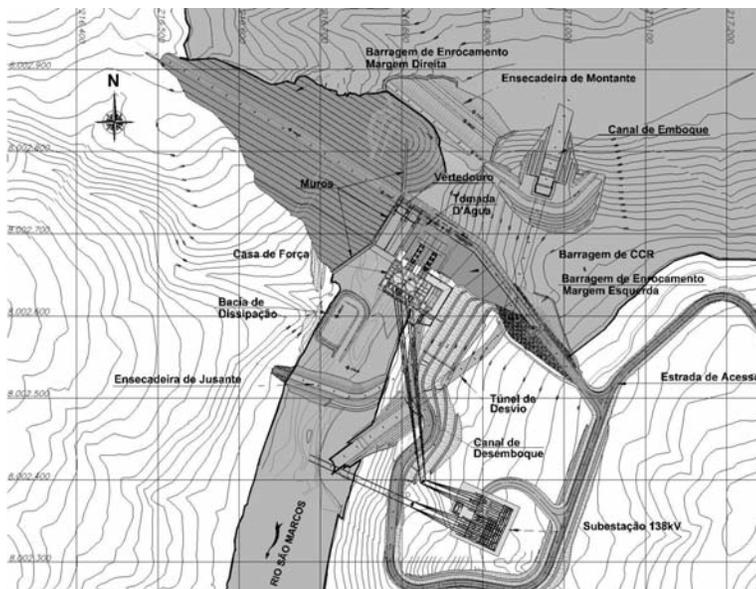


Fig. 3 – Arranjo das obras civis, em planta, da UHE Serra do Facão.

A UHE Serra do Facão, conforme mostrada no arranjo das obras civis (Figura 3), encontra-se em construção (setembro/2008) com cerca de 45% das obras civis executadas, com potência instalada de 213 MW e reservatório com área de 232 km², o que corresponde a uma relação área/potência instalada de 1,09 km²/MW.

Quanto à geologia local, apresenta uma seqüência de rochas metamórficas do Grupo Araxá, predominantemente micaxisto feldspático e/ou quartzo-micaxisto feldspático de granulação fina e mais raramente média e, camadas e lentes de grafita xisto. Essas rochas apresentam vários graus de alteração, principalmente nos planos de fraturamento e da xistosidade, traduzidos, via regra, por uma sericitização dos grãos dos feldspatos e das biotitas. Destacam-se as discontinuidades sub-horizontais (Figura 5) com características geotécnicas desfavoráveis, cujas origens podem estar associadas às estruturas herdadas das rochas sedimentares pré-metamorfismo ou, mais provavelmente, às estruturas tectônicas derivadas de *boudinagem* ou dobramentos. Já no leito do rio, a ocorrência de juntas está mais relacionada ao alívio de tensões devido à erosão.



Fig. 4 – AHE Jirau, jusante da barragem do leito do rio: Descontinuidade da família NW SE, atitude N15° W/82° NE.



Fig. 5 – UHE Serra do Facão: Muro de encontro montante (El. 670,0), parede NW - descontinuidade sub-horizantal.

3 – PROPOSTA DE CLASSIFICAÇÃO GEOMECÂNICA DE MACIÇOS ROCHOSOS

3.1 – Generalidades

Ao classificar o maciço rochoso de um barramento hidrelétrico, encontra-se maior complexidade, em decorrência das múltiplas solicitações impostas no projeto: de fundações (certamente o mais importante); estabilidade de taludes de canais e paredes de escavação nas estruturas de geração e circuitos hidráulicos, inclusive galerias e túneis. Para alcançar o objetivo do trabalho, considerou-se a real situação que ocorre no desenvolvimento dos estudos e prospecções de campo para projetos hidrelétricos, em que são limitados os recursos destinados às fases de projeto, quando comparados aos custos das obras civis de empreendimentos hidrelétricos.

É uma prática dos profissionais da área de barragens adaptarem e utilizarem, com certos critérios, classificações geomecânicas concebidas para projetos de túneis. A adaptação de determinada classificação geomecânica desenvolvida para túneis em obras a céu aberto, embora seja comum no meio técnico consultor, imprime sempre uma dúvida se aquela adaptação é a mais coerente às condições intrínsecas de determinado projeto para aquele maciço rochoso específico. Tal fato se deve à frequência com que projetistas, construtores e empreendedores se deparam com questionamentos e incertezas nas informações geológico-geotécnicas, originadas de programas de investigações deficitários e mal conduzidos.

A escolha dos parâmetros classificatórios, a forma e fonte de origem são de extrema importância. Erro na escolha e incertezas dos dados obtidos, somados às fórmulas empíricas comumente empregadas, poderão se converter em mudanças da concepção de projeto, refletindo no planejamento de construção, o que na maioria das vezes ocasionam problemas construtivos e financeiros. Porto (2005) menciona alguns problemas contratuais a partir de 1995, oriundos da entrada da iniciativa privada nas concessões de empreendimentos hidrelétricos, sob o controle da Agência Nacional de Energia Elétrica (ANEEL), em contratos do tipo *Engineering, Procurement and Construction* (EPC). Desta forma, uma criteriosa seleção dos parâmetros classificatórios, a forma e a metodologia de obtenção, bem como os resultados obtidos, são fundamentais para o dimensionamento do projeto e se constituem um passo importante na minimização de erros grosseiros, muito comuns num passado recente e atual.

O maciço rochoso pode apresentar determinadas características, verificadas a partir da análise das prospecções e mapeamentos geológico-geotécnicos, favoráveis e previsíveis de melhoria a partir da aplicação de determinados tratamentos superficiais e subsuperficiais. Portanto, constitui uma resposta positiva aos tratamentos previstos em projeto, recebendo dessa forma, ajuste positivo na pontuação de qualificação do maciço rochoso.

Os parâmetros e índices e os respectivos pesos (pontos) da classificação formulada para as fases de Projeto Viabilidade e Básico são reavaliados, e as anomalias relevantes e previsíveis de ocorrer na fase de implantação da obra, objetos de análises e tratamentos, podem ser incorporadas na classificação. No presente trabalho, a classificação proposta será identificada como CGM.

3.2 – Base estrutural da classificação proposta

Para compor a base estrutural da Classificação Geomecânica de Maciços Rochosos proposta (CGM), realizou-se uma avaliação dos parâmetros classificatórios adotados em classificações geomecânicas tradicionais. O sistema RMR foi selecionado para compor a base estrutural da CGM, em decorrência dos seguintes fatores:

- Os resultados da avaliação de três estruturas do AHE Jirau foram compatíveis com as características médias do maciço, com valores na faixa esperada, com exceção aos obtidos no sistema Q (Barton *et al.*, 1974), que se apresentaram variados e relativamente baixos;

- As correlações do RMR propostas por alguns autores (Quadro 1), na maioria, foram coerentes, inclusive do sistema Q (Moreno, 1980 e Barton, 2000); a correlação entre os sistemas Q e MR (Rocha, 1976) foi muito diferente, portanto não se aplica para o maciço rochoso do AHE Jirau;
- A possibilidade de utilização do índice GSI e suas respectivas correlações para obtenção de parâmetros geomecânicos preliminares, em decorrência da CGM ter a mesma base de cálculo do RMR, com valor máximo de 100;
- Forma relativamente simples e consagrada no meio técnico de obtenção dos parâmetros geotécnicos classificatórios, seja por meio de sondagens rotativas e/ou com base em mapeamentos geológico-geotécnicos, complementados com ensaios laboratoriais, rotineiramente utilizados nos estudos de projeto de empreendimentos hidrelétricos;
- Custos adicionais insignificantes, para formulação, obtenção dos parâmetros e aplicação no projeto e campo, desde que os programas dos estudos e prospecções de campo, para projeto de empreendimentos hidrelétricos a céu aberto, sejam formulados adequadamente por profissionais da área.

Quadro 1 – Correlações entre sistemas de classificação geomecânicos.

Autor	Expressão	Resultado	Valor – Análise
Cameron – Clarke e Budavari, 1981	$RMR = 5,4. \ln Q + 60,8$	RMR = 68	67 – Confere
Neves <i>et al.</i> , 1989	$MR = 0,9.RMR + 8$	MR = 68	72 - Na faixa
Barton, 2000	$RMR = 15. \ln Q + 5$	RMR = 60	67- Aceitável
Moreno, 1980	$MR = 5,4. \ln Q + 55,2$	RMR = 63	67- Dentro da classe
Rutledge e Preston, 1978	$RMR = 5,9. \ln Q + 43$	RMR = 52	67 - Baixou uma classe
Bieniawski, 1989	$RMR = 5,4. \ln Q + 44$	RMR = 57	67 - Baixou uma classe
Abad <i>et al.</i> , 1984	$RMR = 5,4. \ln Q + 41,8$	RMR = 49	67 - Muito diferente
Rocha, 1976	$Q = 8,4. \ln MR + 8,4$	Q = 75	4,4 - Muito diferente

3.3 – Parâmetros adotados

São adotados os seguintes parâmetros/índices geotécnicos, com pesos diferenciados na classificação: Resistência da rocha intacta; Fraturamento (ou RQD); Características das descontinuidades; Permeabilidade; e Ajustes das descontinuidades e dos tratamentos de fundação aplicados.

CGM tem a mesma base de cálculo do RMR, com valor máximo de 100.

O parâmetro resistência da rocha intacta (Quadro 2) é obtido, a partir dos resultados de ensaios de resistência à compressão simples e/ou carga puntiforme, inclusive para rochas brandas e ou intemperizadas (Soares, 1991). Na falta de ensaios laboratoriais, a resistência da rocha poderá ser estimada com base em ensaios expeditos de campo, conforme indicado pela *International Society for Rock Mechanics* (ISRM, 1981).

O grau de fraturamento para rochas consistentes é obtido em furos de sondagem rotativa, defasado de um grau (Furnas, 2002), visto que o menor grau de fraturamento (F1) considera 0 a 1 fratura por metro; o grau de fraturamento (F0) considera o espaçamento de fraturas naturais maior que um metro.

Quadro 2 – Resistência da rocha intacta consistente e branda e os pontos da CGM.

Resistência à compressão uniaxial da rocha intacta – consistente (MPa)	> 250	250-100	100-50	50-25	≤ 25
Peso relativo (pontos)	30	25	20	15	10
Resistência à compressão uniaxial da rocha intacta - branda (MPa)	25	25-10	10-5	5-1	< 1
Peso relativo (pontos)	10	8	5	3	1

Não existindo sondagem na área para obtenção do grau de fraturamento, deverá ser adotado o tamanho dos blocos da fundação, determinado conforme sugere a *International Society for Rock Mechanics* (ISRM, 1981), citada pela ABGE/CBMR (1983). As dimensões dos blocos de rocha resultam da intensidade de fraturamento do maciço e da orientação das descontinuidades, pela densidade de descontinuidades por volume (J_v), obtida por meio da contagem de descontinuidades em uma família individual (número de descontinuidades por metro) ao longo de uma linha de 5 a 10 m de comprimento de amostragem, normal às descontinuidades. A partir das expressões 1 e 2 se determina o índice volumétrico J_v (número total de descontinuidades por unidade de comprimento), que interceptam uma unidade de volume do maciço rochoso (1 m³). Na CGM assumem pesos relativos conforme Quadro 3.

$$J_v = \sum n^\circ \text{descontinuidades/comprimento medido} \quad (1)$$

sendo

$$J_v = (n^\circ J_1/L_1) + (n^\circ J_2/L_2) + (n^\circ J_3/L_3) \quad (2)$$

Para maciços de rochas brandas, o RQD obtido, deve ser determinado conforme proposto por Deere (1968) e recomendações da *Internacional Society of Rock Mechanics* (ISRM, 1981), e ser adotado com valores inteiros múltiplos de 5 (Quadro 3).

Quadro 3 – Tamanho dos blocos em função da densidade de descontinuidades por volume para rocha consistente e RQD para rocha branda e os respectivos pesos relativos adotados na CGM.

Discriminação	Blocos muito grandes	Blocos grandes	Blocos médios	Blocos pequenos	Blocos muito pequenos
J_v (descontinuidades /m ³)	< 1	1-3	3-10	10-30	>30
Peso relativo	30	25	20	15	10-5
RQD (%)	> 75	75-50	50-25	25-10	<10
Peso relativo	30	25	20	15	5

As características das descontinuidades presentes no maciço rochoso, obtidas a partir da análise dos testemunhos de sondagens rotativas e inspeções de campo, foram agrupadas em função das condições dos planos e dos preenchimentos, com pesos relativos, conforme Quadro 4.

As características das descontinuidades são reavaliadas por ocasião do mapeamento geológico-geotécnico da fundação, sendo considerada a família mais importante para a situação específica. O ângulo de atrito da descontinuidade representativa da família é obtido, conforme proposto por Barton e Choubey (1978), a partir dos índices de rugosidade (J_r) e de alteração (J_a) das paredes da descontinuidade, do sistema Q e expressão 3:

$$\phi_r = \arctan (J_r/J_a) \quad (3)$$

Quadro 4 – Características das descontinuidades e pesos adotados na classificação.

Grupo	Descrição das descontinuidades	Ângulo de atrito (ϕ)	Peso relativo
I	Maciço rochoso sem fraturas naturais, ou com fraturas cimentadas, que podem se abrir quando desconfinadas e submetidas a vibrações, a exemplo de escavação com uso de explosivos.	$> 35^\circ$	20
II	Descontinuidades parcialmente abertas, contato rocha a rocha, planos com superfícies irregulares, rugosas, travadas, podendo apresentar pequenas oxidações.	$35^\circ - 30^\circ$	15
III	Descontinuidades abertas, planos com superfícies pouco rugosas, apresentando intensa oxidação, ou filmes de manganês, discreta película de argila decorrente da alteração e/ou percolação d'água.	$30^\circ - 25^\circ$	10
IV	Descontinuidades com abertura (1 a 5mm), com preenchimentos muitas vezes indeterminados devido ao transporte pela água de percolação, em geral misto ou mesmo com incidência de argila da própria alteração do plano.	$25^\circ - 20^\circ$	5
V	Descontinuidades com abertura ($>5\text{mm}$), sem preenchimentos devido ao transporte pela água de percolação, ou com preenchimento de material argiloso, apresentando paredes lisas e/ou estriadas, que caracterizam indícios de movimento relativo.	$< 20^\circ$	0

A permeabilidade do maciço rochoso é determinada a partir de ensaio de perda d'água em sondagem rotativa (ABGE, 1975), ou por similaridade de áreas de mesmas características (padrão de fraturamento), com pesos relativos, conforme Quadro 5.

Quadro 5 – Classes de permeabilidade e pesos relativos adotados.

Classe de permeabilidade	P1	P2	P3	P4	P5
Permeabilidade equivalente (cm/s)	$<10^{-5}$	10^{-5} a 10^{-4}	10^{-4} a 5×10^{-4}	5×10^{-4} a 10^{-3}	$>10^{-3}$
Peso relativo	20	15	10	5	0

A atitude ou orientação espacial e a persistência da descontinuidade podem condicionar situações desfavoráveis, penalizando o maciço rochoso. Por outro lado o sexto parâmetro da classificação de Bieniawski (1989), ajuste da orientação das descontinuidades, de acordo com os autores, Steffen (1976), Romana (1993) e Hack (2002), citados por Malafaia (2007), penaliza em excesso a nota final do RMR, quando aplicada à fundação e sobretudo a talude. Dessa forma, na fase de projeto, efetua-se a avaliação estrutural e espacial das descontinuidades para dimensionamento dos tratamentos de fundação, a partir das descrições dos testemunhos de sondagens e avaliação de campo da persistência (ISRM, 1981), e procede-se ao ajuste das descontinuidades por meio da análise da condição predominante no maciço, conforme Quadro 6.

A Figura 6 mostra situações de descontinuidades e irregularidades mais comuns encontradas em maciço rochoso de fundação de barragens; os tratamentos superficiais e subsuperficiais normalmente aplicados e os ajustes positivos decorrentes dos tratamentos constam no Quadro 7. Tais ajustes positivos devem ser determinados para cada situação de tratamento aplicado na fundação e objeto de aferição futura, a partir da experiência de casos e das situações específicas encontradas.

Quadro 6 – Ajuste das discontinuidades e pesos adotados.

Descrição	Condição	Ajuste (Peso relativo)
Descontinuidade de pequena a média persistência, descontínua, irregular ou ondulada, tipo alívio de pressão, removível na escavação, ou de simples tratamento.	(I) Muito favorável	0
Descontinuidade de média persistência, parcialmente fechada, com mergulho para montante ou na direção do talude de escavação com poucos tratamentos previsíveis.	(II) Favorável	-(menos) 2
Descontinuidade de grande persistência de direção aleatória, mas fechada em profundidade, quando interceptada(s) por outra(s) formam blocos e cunhas estáveis na fundação e nos taludes de escavação. Tratamentos localizados.	(III) Aceitável	-(menos) 5
Descontinuidade de muito grande persistência com mergulho para jusante e/ou para dentro da cava, quando interceptada(s) por outra(s) formam blocos e cunhas instáveis na fundação e nos taludes de escavação. Previsão de tratamentos ou remoção.	(IV) Desfavorável	-(menos) 10
Descontinuidade de muito grande persistência com mergulho muito desfavorável, quando interceptados(s) por outra(s) formam blocos e cunhas instáveis na fundação e nos taludes de escavação. Previsão de grandes e ou intensos tratamentos.	(V) Muito desfavorável	- (menos) 12

Quadro 7 – Ajustes decorrentes de tratamentos superficiais e subsuperficiais.

Situação detectada por ocasião do preparo de fundação e do mapeamento geológico-geotécnico para liberação de fundação	Tratamentos previsíveis de aplicação na fundação	Ajuste (peso relativo)
1. Presença de fraturas aleatórias descontínuas abertas, zonas estilhaçadas decorrentes de fogo, reentrâncias e saliências inclusive pequenos taludes negativos.	Preencher com calda de cimento e concreto dental, conforme tratamentos tipos 1-2 da Figura 6.	+ (mais) 2
2. Presença de sistema de fraturas contínuas e abertas com ou sem preenchimentos nos cinco primeiros metros de profundidade.	Limpeza com jatos de ar e água. Injeções rasas e de consolidação.	+ (mais) 3
3. Descontinuidades abertas em profundidade, injetáveis através da cortina de injeção, de forma a homogeneizar as percolações pela fundação.	Cortina de injeção e furos de controle.	+ (mais) 3
4. Descontinuidades abertas em profundidade, não injetável através da cortina de injeção, com concentração de fluxo sob pressão.	Cortina de drenagem e eventuais poços de alívio.	+ (mais) 2
5. Descontinuidades tipo caixa de falha com material incoerente, conforme similar ao tipo 3 da Figura 6.	Tratamentos previstos nas dimensões da caixa, conforme tratamento tipo 3 da Figura 6.	+(mais) 5
6. Depressões com fraturas abertas em áreas restritas da fundação.	Tratamentos previstos de acordo com as dimensões da caixa, conforme tratamento tipo 4 da Figura 6.	+ (mais) 3
7. Descontinuidades abertas de baixo mergulho.	Tratamentos previstos, conforme tipo 6 da Figura 6.	+ (mais) 2
Obs: O peso relativo de ajuste é a soma dos pontos obtidos para cada tratamento aplicado.		

ESQUEMAS DOS TIPOS DE TRATAMENTO		
ANTES DO TRATAMENTO		APÓS O TRATAMENTO
PROBLEMAS	TRATAMENTO	MÉTODOS
FRATURAS ABERTAS	1	CALAFETAÇÃO COM CALDA DE CIMENTO OU ARGAMASSA FLUIDA
PROBLEMAS	TRATAMENTO	MÉTODOS
SUPERFÍCIES IRREGULARES	2	REGULARIZAÇÃO COM CONCRETO CLASSE H (15 MPa)
PROBLEMAS	TRATAMENTO	MÉTODOS
CAIXAS DE FALHA COM PREENCHIMENTO DE SOLO/BLOCOS	3	A PREFERÊNCIA É A REMOÇÃO TOTAL DA FRATURA. CASO NÃO SEJA POSSÍVEL EXECUTAR A REMOÇÃO MÍNIMA DE 4L DE PROFUNDIDADE; PREENCHIMENTO DA CAVIDADE COM CONCRETO CLASSE H; INJEÇÕES EVENTUAIS
PROBLEMAS	TRATAMENTO	MÉTODOS
ZONAS COM FRATURAS ABERTAS E DEPRESSÕES	4	RETALUDAMENTO A 45°; REGULARIZAÇÃO COM CONCRETO CLASSE H; INJEÇÕES RASAS EVENTUAIS
PROBLEMAS	TRATAMENTO	MÉTODOS
SALIÊNCIAS EM SUPERFÍCIES NÃO ESCAVADAS	5	DESMONTE A FOGO PARA REGULARIZAÇÃO DA FUNDAÇÃO
PROBLEMAS	TRATAMENTO	MÉTODOS
DESCONTINUIDADES ABERTAS DE BAIXO MERGULHO	6	CORTE VERTICAL; ENCHIMENTO COM ARGAMASSA OU CALDA DE CIMENTO; RETALUDAMENTO COM CONCRETO CLASSE H (15 MPa)

Fig. 6 – Descontinuidades e irregularidades do maciço rochoso e tratamentos superficiais aplicados (Modificado de CNEC, UHE Serra do Facão, desenho: NE-218-BP-014-DE-0601).

3.4 – Determinação da classe do maciço rochoso da CGM

A proposta classificação geomecânica de maciços rochosos (CGM) é aplicada para fases distintas do projeto hidrelétrico: projeto viabilidade e básico, e projeto executivo (obra).

Para obtenção da classe do maciço rochoso:

- i) Determina-se o peso relativo de cada parâmetro/índice da classificação;
- ii) Somam-se os pesos dos quatro parâmetros;
- iii) Identifica-se a condição mais representativa do maciço para ajuste das descontinuidades (Quadro 4) a partir das sondagens realizadas na área e/ou com base nos mapeamentos geológico-geotécnicos;
- iv) Obtém-se a classe do maciço rochoso (CGM) para as fases de viabilidade e básico, descontando da soma dos quatro parâmetros/índices o valor do ajuste das descontinuidades;
- v) Após conclusão dos tratamentos previstos em projeto e por critérios geológico-geotécnicos definidos no campo, avalia-se a melhoria dos parâmetros geomecânicos do maciço rochoso de fundação, com base na real eficiência dos tratamentos aplicados. Sobre a pontuação mencionada em (iv), avaliam-se as situações de descontinuidades e irregularidades mais comuns encontradas em maciço rochoso de fundação de barragens e os tratamentos superficiais normalmente aplicados mostrados na Figura 6 e aplica-se a soma dos pontos do ajuste positivo obtidos do Quadro 7, determinando-se finalmente a classe do maciço rochoso para projeto executivo (obra), com base no Quadro 8.

3.5 – Aplicação da proposta de classificação geomecânica de maciços rochosos (CGM)

A classificação geomecânica de maciços rochosos proposta para as fases de viabilidade e projeto básico foi aplicada:

- (1) Em rochas ígneas consistentes, riolitos do maciço rochoso de fundação de duas estruturas do AHE Jirau, em fase de desenvolvimento do projeto básico: barragem de concreto e conjunto tomada d'água e casa de força (TA\CF);
- (2) Em rochas metamórficas consistentes, mica-xistos da UHE Serra do Facão, em fase de projeto executivo com a obra em andamento para as situações:
 - Com obtenção dos parâmetros classificatórios por meio de sondagens rotativas, simulando, portanto, a fase de projeto da tomada de desvio;
 - Determinação dos parâmetros classificatórios, com base no mapeamento geológico-geotécnico de fundação, com apoio em sondagens rotativas em xistos consistentes, com intercalações de grafita-xistos, localmente caracterizadas como rochas brandas, presentes nas fundações das estruturas de concreto e barragens de terra e rocha da UHE Serra do Facão.

Para a barragem de concreto e conjunto TA\CF do AHE Jirau, adotou-se a forma tradicionalmente utilizada no meio técnico do uso das descrições de sondagens rotativas para determinação da classe de maciço por trecho perfurado, utilizando as sondagens rotativas executadas para projeto e estando os resultados apresentados no Quadro 9.

Quanto à UHE Serra do Facão, foram escolhidas para aplicação da CGM, fase de Projeto Executivo (obra), as fundações da barragem principal, abrangendo três blocos de concreto (bloco 6, bloco 7, onde será implantado o vertedouro e o muro de encontro da barragem do leito do rio). Os valores dos parâmetros/índices classificatórios foram obtidos com base no mapeamento geológico-geotécnico da superfície de fundação e apoio nas sondagens rotativas executadas para projeto. A CGM, fases de viabilidade e projeto básico, foi determinada para cada área de fundação, estando apresentada no Quadro 10.

Para obtenção da CGM do maciço rochoso de fundação, fase de projeto executivo (obra), inicialmente determinaram-se os ajustes decorrentes dos tratamentos de fundação efetivamente aplicados em cada área (Quadro 11) e, sobre os pontos da CGM básica incidiu-se o referido ajuste, determinando as classes da CGM fase de projeto executivo (obra), sintetizado no Quadro 12.

Quadro 8 – Parâmetros/índices classificatórios e pesos relativos para determinação da CGM.

1.1 - Resistência à compressão uniaxial da rocha intacta – consistente (MPa)		> 250	250-100	100-50	50-25	≤ 25		
Pontos		30	25	20	15	10		
1.2 - Resistência à compressão uniaxial da rocha intacta - branda (MPa)		25	25-10	10-5	5-1	< 1		
Pontos		10	8	5	3	1		
2.1 - Fraturamento		F0	F1	F2	F3	F4		
2.2 - RQD (%) (Rocha branda)		> 75	75-50	50-25	25-10	< 10		
Pontos		30	25	20	15	5		
3-Características das descontinuidades	Grupo I $\phi > 35^\circ$	Grupo II $\phi > 30^\circ$, e $\phi \leq 35^\circ$	Grupo III $\phi > 25^\circ$, e $\phi \leq 30^\circ$	Grupo IV $\phi > 20^\circ$, e $\phi \leq 25^\circ$	Grupo V Ângulo de atrito (ϕ) ≤ 20°			
					$\phi > 15^\circ$, e $\phi \leq 20^\circ$	$\phi > 10^\circ$, e $\phi \leq 15^\circ$	$\phi \leq 10^\circ$	
Pontos		20	15	10	5	3	2	0
4 - Classe de permeabilidade		P1	P2	P3	P4	P5		
Permeabilidade equivalente (cm/s)		$k < 10^{-5}$	$\geq 10^{-5}$ e $k < 10^{-4}$	$k \geq 10^{-4}$ e $k < 5 \times 10^{-4}$	$k \geq 5 \times 10^{-4}$ e $k < 10^{-3}$	$k \geq 10^{-3}$		
Pontos		20	15	10	5	0		
5 - Ajuste das descontinuidades.		Muito favorável (I)	Favorável (II)	Aceitável (III)	Desfavorável (IV)	Muito desfavorável (V)		
Pontos		0	-2	-5	-10	-12		
Classe da proposta Classificação geomecânica do maciço rochoso (CGM) fase de viabilidade e projeto básico.								
Soma dos pontos		100-81	80-61	60-41	40-21	< 20		
Classe do maciço rochoso		CGM-1	CGM-2	CGM-3	CGM-4	CGM-5		
6 - Ajustes dos tratamentos de fundação efetivamente aplicados – Soma dos pontos obtidos do Quadro 6								
Classe da proposta Classificação geomecânica do maciço rochoso (CGM) fase de projeto executivo (obra).								
Soma dos pontos		100-81	80-61	60-41	40-21	< 20		
Classe do maciço rochoso		CGM-1	CGM-2	CGM-3	CGM-4	CGM-5		

Quadro 9 – AHE Jirau - Barragem de concreto e Tomada d'água\Casa de força: Síntese dos resultados da CGM, fase de viabilidade e projeto básico.

a - AHE Jirau - Barragem de concreto							
Sondagem	Trecho (m)	Pontos	Classe	Sondagem	Trecho (m)	Pontos	Classe
SR-202	0,90-2,30	88	CGM-1	SR-204	4,75-10,04	70	CGM-2
SR-202	2,30-3,05	83	CGM-1	SR-204	10,04-12,34	87	CGM-1
SR-202	3,05-15,23	93	CGM-1	SR-204	12,34-14,98	77	CGM-2
SR-203	0,10-15,20	88	CGM-1	SR-205	4,36-5,95	40	CGM-4
SR-204	2,50-3,18	40	CGM-4	SR-205	5,95-7,40	78	CGM-2
SR-204	3,18-3,83	73	CGM-2	SR-205	7,40-15,15	80	CGM-2
SR-204	3,83-4,75	15	CGM-5	-	-	-	-
b - AHE Jirau - Tomada d'água\Casa de força							
Sondagem	Trecho (m)	Pontos	Classe	Sondagem	Trecho (m)	Pontos	Classe
SR-205	4,36-5,95	40	CGM-4	SR-270	48,31-51,59	88	CGM-1
SR-205	5,95-7,40	78	CGM-2	SR-270	51,59-52,35	78	CGM-2
SR-205	7,40-15,15	80	CGM-2	SR-270	52,35-56,11	88	CGM-1
SR-270	0,00-11,70	78	CGM-2	SR-276	2,43-10,00	80	CGM-2
SR-270	11,70-15,67	78	CGM-2	SR-276	10,00-58,28	88	CGM-1
SR-270	15,67-45,25	88	CGM-1	SR-277	4,10-5,84	60	CGM-3
SR-270	45,25-46,20	83	CGM-1	SR-277	5,84-11,90	78	CGM-2
SR-270	46,20-47,40	88	CGM-1	SR-278	6,10-7,27	40	CGM-4
SR-270	47,40-48,31	83	CGM-1	SR-278	7,27-11,25	65	CGM-2

Quadro 10 – UHE Serra do Facão - Barragem principal de concreto: Síntese da CGM (básica).

Estruturas de concreto		Resistência da rocha intacta		Fratramento da rocha		Condição das descont.	Classe permeabilidade	Ajuste descontinuidade	CGM	
Local	Área	Consistente	Branda	Consistente	Branda (RQD)				P ^{tos}	Class.
Blocos 6-7	1	25		25		15	15	-2	78	2
Blocos 6-7	2	25		20		10	15	-2	68	2
Blocos 6-7	3	28		28		10	15	-2	79	2
Muro M.	4	30		23		10	15	0	78	2
Muro C.	5	25		20		5	15	-5	60	3
Muro J.	6	25		25		15	15	0	80	2
Muro C.	7		3		20	10	10	-10	33	4

Muros: M- montante; J- jusante; C- central

Quadro 11 – UHE Serra do Facão - Barragem de concreto: CGM fase de projeto executivo (obra).

Ajustes decorrentes dos tratamentos de fundação									
Barragem de concreto	Área	Identificação do tratamento de acordo com o Quadro 6 e Figura 6							Total pontos
		Tipo 1	Tipo 2	Tipo 3	Tipo 4	Tipo 5	Tipo 6	Tipo 7	
Blocos 6-7	1	2		3	2				7
Blocos 6-7	2	2		3	2				7
Blocos 6-7	3	2		3	2				7
Muro M.	4	2		3	2				7
Muro C.	5	2		3	2				7
Muro J.	6	2			2				4
Muro C.	7	2		3	2				7

Muros: M- montante; J- jusante; C- central

Quadro 12 – UHE Serra do Facão – Barragem de concreto: CGM fase de projeto executivo (obra).

CGM (Básica)			CGM- Projeto executivo (Obra)		
Estrutura	Área	Pontos	Ajuste dos tratamentos de fundação	Pontos	Classe
Blocos 6-7	1	78	7	85	CGM -1
Blocos 6-7	2	68	7	75	CGM -2
Blocos 6-7	3	79	7	86	CGM -1
Muro M.	4	78	7	85	CGM -1
Muro C.	5	60	7	67	CGM -2
Muro J.	6	80	4	84	CGM -1
Muro C.	7	33	7	40	CGM -4

3.6 – Determinação do índice GSI (Geological Stress Index), do módulo de deformabilidade (E_m) e correlações com a Proposta Classificação Geomecânica de Maciços Rochosos (CGM)

A CGM, por ter a mesma base estrutural do RMR, pode ser utilizada para determinação de parâmetros de projeto, por meio da proposta do GSI de Hoek (1994), utilizando as mesmas equações semi-empíricas, assumindo a mesma condição do maciço totalmente seco (na CGM, tem peso de 20 pontos) e sem considerar a orientação das descontinuidades, com peso 0 (zero). Vale observar que este procedimento deve ser utilizado com reservas até se obter experiência mais sólida a partir de um maior número de casos com o uso da CGM.

A CGM, sendo correlacionada ao GSI para obtenção de parâmetros geomecânicos preliminares, passa a ser expressa conforme expressão 4:

$$\text{GSI} = \text{CGM} - 5 \quad (4)$$

Dentro dessa mesma concepção e restrições, podem-se utilizar as expressões para estimar valores de módulo de deformabilidade (E_m), como, por exemplo, a expressão 5 de Serafim e Pereira (1983) e a expressão 6 de Bieniawski (1978).

$$E_m = 10^{(\text{RMR}-10)/40}, \text{ para RMR} < 50 \quad (5)$$

$$E_m = 2\text{RMR} - 100, \text{ para RMR} > 50 \quad (6)$$

No Quadro 13, constam os valores do GSI e do módulo de deformabilidade estimados para a barragem de concreto do AHE Jirau, seguindo essa proposta, portanto a CGM assume os valores da RMR.

Quadro 13 – AHE Jirau - Barragem de concreto: GSI e Módulo de deformabilidade (E_m) estimados com base na CGM (fase de viabilidade e projeto básico).

Furo Sond.	Trecho (m)	CGM	GSI	E_m (GPa)	Furo Sond.	Trecho (m)	CGM	GSI	E_m (GPa)
SR-205	4,36-5,95	4	59	5,6	SR-270	48,31-51,59	1	85	76
SR-205	5,95-7,40	2	80	50	SR-270	51,59-52,35	2	75	56
SR-205	7,40-15,15	2	82	56	SR-270	52,35-56,11	1	85	76
SR-270	0,00-11,70	2	85	50	SR-276	2,43-10,00	2	85	60
SR-270	11,7-15,67	2	76	50	SR-276	10,0-58,28	1	85	76
SR-270	15,67-45,25	1	85	89	SR-277	4,10-5,84	3	75	20
SR-270	45,25-46,2	1	80	67	SR-277	5,84-11,90	2	80	56
SR-270	46,2-47,40	1	85	89	SR-278	6,10-7,27	4	59	5,6
SR-270	47,4-48,31	2	80	67	SR-278	7,27-11,25	2	80	30

3.7 – Comparações e correlações entre RMR e CGM

Foram comparadas e correlacionadas as classificações CGM e RMR, em três furos típicos do maciço rochoso da UHE Serra do Facão, como mostrado na Figura 7. Vale observar que, para os trechos analisados, os valores de RMR são predominantemente menores que os de CGM, acentuando-se para o mica-xisto nas classes de maciço 1 a 3. Rochas estruturadas, xistosas em geral, apresentam valores baixos de RQD, constituindo-se no caso em um parâmetro redutor.

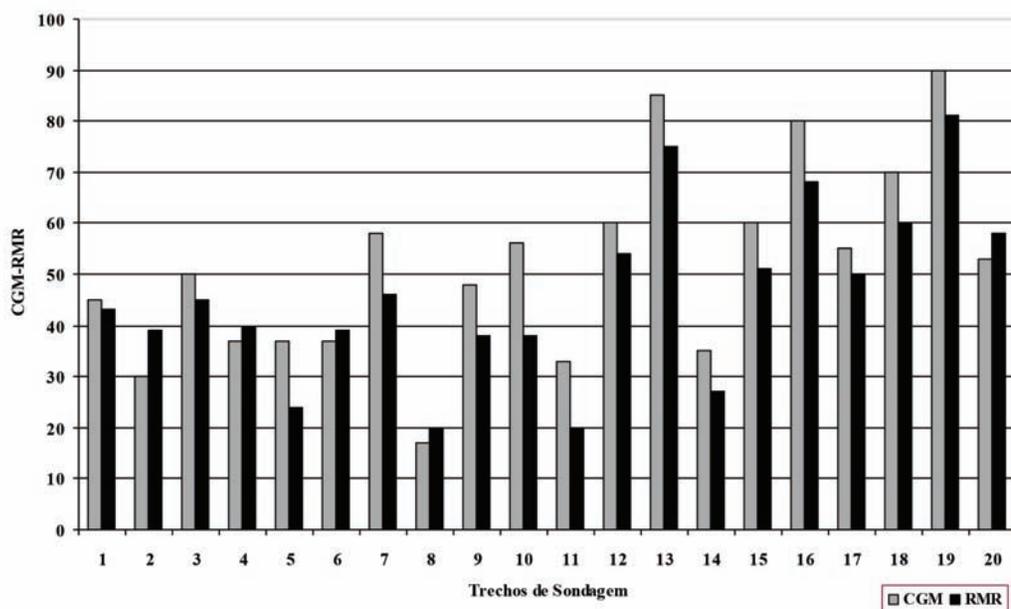


Fig. 7 – Correlação do maciço rochoso da UHE Serra do Facão, sondagens SR102, SRBL-02 e SRBL-04, para CGM - fase de projeto básico e o índice RMR, de Bieniawski (1989).

Na Figura 8a consta a correlação do riolito do AHE Jirau, na Figura 8b, do maciço xistoso da UHE Serra do Facão e na Figura 8c, dos dois maciços dos dois projetos. Os elementos da regressão linear (Quadro 14) mostram que, para o maciço de rocha ígnea consistente do Jirau, o comportamento é praticamente linear entre os dois sistemas, nesse caso, o RQD mais favorável contribui positivamente, enquanto que para os xistos prevalece a situação mostrada na Figura 7. Dos resultados apresentados, pode-se concluir que a correlação entre RMR e CGM é bastante significativa, podendo variar em função do tipo de maciço. No entanto, para os maciços avaliados, a CGM se mostrou bastante aderente à sua classificação base (RMR) e diferente da mesma, no máximo em 10 pontos, para a aplicação básica, sem tratamentos.

Quadro 14 – Elementos da regressão linear do maciço rochoso do AHE Jirau e da UHE Serra do Facão, para CGM - fase de projeto básico e o índice RMR (Bieniawski, 1989).

AHE Jirau	UHE Serra do Facão	Os dois projetos
CGM = 1,00RMR + 0,8 R ² = 0,93	CGM = 0,89RMR + 9,7 R ² = 0,69	CGM = 0,90RMR + 8,5 R ² = 0,80

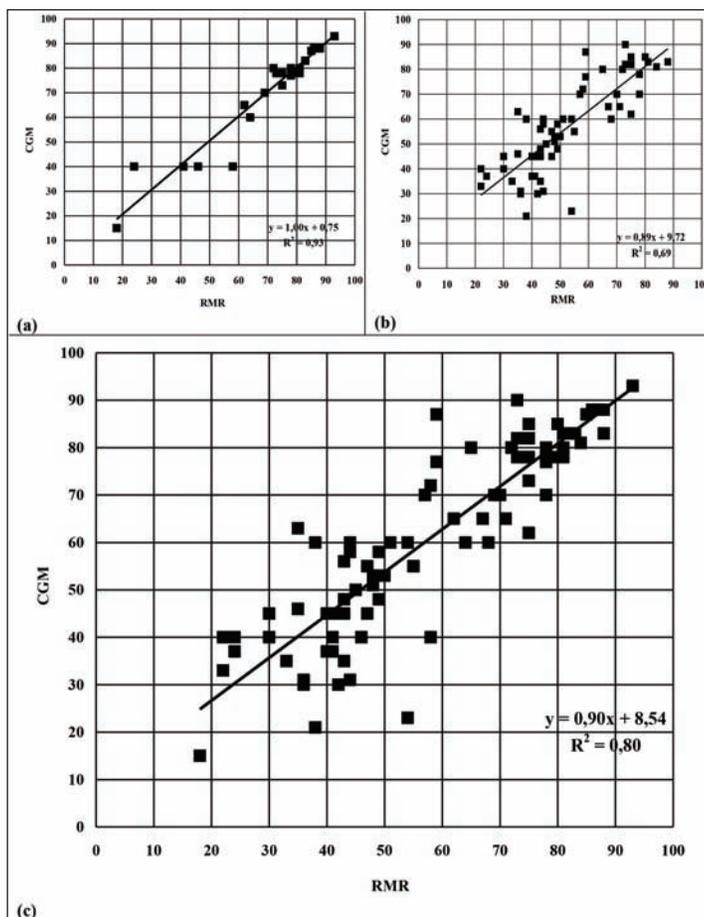


Fig. 8 – Regressão linear entre os sistemas CGM e RMR: (a) Maciço rochoso do AHE Jirau; (b) UHE Serra do Facão; (c) Maciços rochosos dos dois projetos.

4 – CONSIDERAÇÕES FINAIS

A proposta de classificação geomecânica para a fase de projeto executivo é direcionada sobretudo para as atividades de preparo, tratamento e liberação das fundações, podendo ser empregada na avaliação das especificações técnicas e aplicabilidade do projeto executivo nestas áreas específicas e no encaminhamento aos devidos ajustes dos critérios de projeto.

A CGM a ser empregada em projetos hidrelétricos a céu aberto, nas fases de viabilidade e projeto básico e para a fase de projeto executivo (obra), está respaldada, entre outros, nos seguintes atributos:

- Tem uma base estrutural de um sistema de classificação geomecânica (RMR) consagrado, amplamente divulgado no meio técnico;
- Os parâmetros classificatórios são os mais significantes dos maciços rochosos, determinados por meio de sondagens e/ou mapeamentos e ensaios a baixo custo;
- É de fácil assimilação no meio técnico e aplicação com avaliação qualitativa e, sobretudo quantitativa;
- A CGM é abrangente, podendo ser generalizada para todo o maciço rochoso, para uma estrutura específica, ou até mesmo para uma região limitada dentro da estrutura de determinado projeto, sendo aplicável a qualquer tipo de maciço rochoso, desde rochas ígneas ou metamórficas consistentes a rochas metamórficas e sedimentares, de baixa resistência (brandas) ou intemperizadas.

Uma diferença importante entre os sistemas tradicionais de classificação geomecânica de maciços rochosos, a exemplo do RMR, e a CGM, é que esta, ao considerar no primeiro parâmetro uma maior abrangência da resistência da rocha intacta, com o objetivo de melhor descrever a faixa de resistência das rochas brandas ou intemperizadas, considera as condições impostas pelo clima tropical, em que o maciço rochoso é afetado por intenso intemperismo, condições diferentes daquelas onde foram formuladas na grande maioria as classificações geomecânicas tradicionais (Vaz, 1996).

O *Rock Quality Designation* (RQD), em sua versão original proposta por Deere (1963, 1968) e determinado conforme recomendações do ISRM (1981) se constitui em uma classificação e não somente em um parâmetro geomecânico. O Sistema RMR inclui como parâmetros classificatórios o espaçamento das descontinuidades e o RQD, ambos obtidos a partir de medições em testemunhos de sondagem ou determinados no campo, por meio de medições com uso de trena dos espaçamentos entre fraturas. Essa duplicidade foi resolvida na presente classificação, ao não adotar o índice RQD na CGM como parâmetro classificatório para rocha consistente. A opção de uso na CGM do espaçamento das descontinuidades ou o RQD, eliminando, portanto um parâmetro classificatório possibilitou redistribuir os pesos, em um total de 100 pontos.

Os aspectos de deformabilidade, resistência e permeabilidade do maciço rochoso, principais atributos que devem caracterizar uma fundação de um barramento hidrelétrico, conforme Costa (1999) foram plenamente considerados na CGM, ao elevar o peso dos parâmetros da rocha consistente, do fraturamento e da presença de água (permeabilidade). No entanto, vale observar que o parâmetro classe de permeabilidade na CGM é apenas um fator contributivo que pode afetar os parâmetros de resistência e deformabilidade do maciço rochoso.

A comparação entre os dois sistemas de classificação, base (RMR) e proposto (CGM), mostrou uma correlação bastante significativa, mas que pode variar em função do tipo de maciço. No entanto, para os maciços avaliados, a CGM se mostrou bastante aderente à sua classificação base (RMR) e diferente da mesma em no máximo 10 pontos para a aplicação básica, sem tratamentos.

Uma amostra da eficiência dos tratamentos de fundação da UHE Serra do Facão é apresentada. Na barragem principal, com exceção da área 2, as demais galgaram uma classe na CGM, com con-

siderável aumento nos índices GSI e, conseqüentemente, parâmetros de resistência e módulo de deformabilidade (E_m). Já nas barragens do leito do rio e margem direita, na região do núcleo junto ao leito do rio (área 2), onde intensos tratamentos foram executados, o GSI teve um acréscimo de 13 pontos (20%), enquanto o E_m de 20 GPa passou para 46 GPa (130%). A região do núcleo, na margem direita, com presença de grafita-xisto, galgou uma classe, com o E_m melhorando em 2,5 GPa (50%).

O uso de classificação geomecânica de maciços rochosos, a exemplo da CGM no desenvolvimento de projetos de barramentos hidrelétricos, está respaldado nos seguintes fatos:

- A compartimentação adotada nos estudos para projeto é específica para aquele tipo de maciço rochoso investigado, de determinado projeto, e fornece basicamente dados qualitativos. Não é normalizada no meio técnico e nem muito menos foi catalogada em bancos de dados;
- As classificações geomecânicas de maciços rochosos que adotam a base estrutural do sistema RMR, a exemplo da CGM, além de catalogar o maciço rochoso em classes, são factíveis de uso nas soluções de engenharia, por fornecerem parâmetros de projeto tratados com lógica matemática e ainda são correlacionáveis, visto que as classificações geomecânicas tradicionais ao longo dos anos vêm se desenvolvendo e acumulando experiência que é repassada aos projetos, sobretudo de obras subterrâneas;
- A partir do critério de ruptura de Hoek e Brown (1980a, b) e da introdução do GSI (Hoek, 1994), baseado no conceito de que a resistência do maciço rochoso depende não somente das propriedades da rocha intacta, mas também da liberdade que os blocos de rocha têm de escorregar ou rodar sob diferentes condições de tensão, as classificações geomecânicas passaram a ter nova conotação, sobretudo os sistemas RMR e Q, por terem uma larga e bem estudada base de dados de casos de obra e por serem de aplicação relativamente fácil (Miranda, 2003). Nesse contexto, a CGM é introduzida tendo a mesma base metodológica do RMR, mas diferenciada desta por ter parâmetros classificatórios com pesos ajustados e específicos às condições impostas de barramentos hidrelétricos a céu aberto;
- Os parâmetros e constantes das equações de Hoek-Brown, (m_b, m_i, a, s), determinados a partir do GSI, constituem-se como um grande avanço ao transformar as classificações geomecânicas, antes totalmente qualitativas e tratadas empiricamente, em semi-empíricas e com tratamentos matemáticos. O GSI, que poderá ser obtido por meio do RMR, também poderá ser determinado a partir do CGM, considerando o maciço rochoso totalmente seco e sem o ajuste das descontinuidades. No entanto, esta extrapolação no uso da CGM ainda carece maiores validações futuras;
- O maciço rochoso, ao ser escavado a fogo, sofre perturbações e, ao ser desconfinado, a exemplo de túneis, é submetido à libertação de tensões, portanto, as características do maciço rochoso são alteradas. Hoek *et al.* (2002), depois de definido o GSI para maciço rochoso, correlacionaram os parâmetros do critério de ruptura, por meio de relações, introduzindo o fator D, que depende do grau de perturbação do maciço rochoso escavado. Portanto, esse fator (D) é um índice corretivo dos parâmetros, originários do GSI, obtido a partir de uma classificação geomecânica (RMR), cujo valor foi alterado. Situação similar ao fator D mencionado ocorre com a CGM, ao ser aplicada na fase de projeto executivo (obra). O maciço rochoso de fundação, ao ser objeto de tratamentos, é submetido a melhorias de suas características geotécnico-geomecânicas, nos aspectos de coesão, resistência, deformabilidade, estanqueidade, etc., recebendo, desta forma, ajuste de pontos positivos, elevando o valor final da classe CGM, refletindo nos índices e parâmetros a serem determinados para subsídios do projeto.

Por fim, vale observar que no percurso destes estudos verificou-se a necessidade de sua complementação. Assim, algumas sugestões podem ser repassadas a futuras pesquisas.

Quanto à aplicação a rochas brandas, são encontradas grandes dificuldades na obtenção de seus parâmetros geomecânicos, em decorrência da metodologia empregada nas investigações e determinação dos parâmetros geotécnicos, a partir de sondagens mecânicas. Propõe-se criação de programas de investigação específicos e recomendam-se ensaios geotécnicos e até mesmo a criação e/ou ajuste nos parâmetros ora empregados em descrições de sondagens e mapeamentos geológico-geotécnicos.

Os sistemas de classificação tradicionais para projetos de túneis vêm sendo objeto de ajustes e revisões, a partir do conhecimento e aplicabilidade em obras ao longo do tempo. A proposta CGM pode ser estendida para uso em outras áreas dentro dos empreendimentos hidrelétricos, como escavação em rocha, contenções de taludes, sendo, portanto, algumas das sugestões para prosseguimento de futuras pesquisas.

O conceito do Ajuste Positivo na pontuação da classificação de maciço rochoso (básica), com aplicação dos tratamentos de fundação, que compõe a proposta de classificação geomecânica de maciços rochosos para a fase de projeto executivo (obra), é antes de tudo uma forma de avaliação do aumento do coeficiente de segurança de determinada estrutura. Pesquisa direcionada para avaliar o ganho nesses requisitos de projeto, com aplicação de determinado tratamento, vem ao encontro da seguinte questão: “qual tratamento aplicado é o mais eficiente para determinado projeto em termos de segurança”? São algumas indicações para futuras pesquisas nessa área de interesse.

5 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Abad, J.; Caleda, B.; Chacon, E.; Gutierrez, V.; Hidalgo, E. (1984). *Application of Geomechanical Classification to Predict the Convergence of Coal Mine Galleries and to Design their Supports*. 5th Int. Congress Rock Mech., Melbourne, pp. 15-19.
- ABGE - Associação Brasileira de Geologia de Engenharia. (1975). *Ensaio de perda d'água sob pressão: Diretrizes*. Boletim nº 2, 16 p. São Paulo – SP.
- ABGE/CBMR - Associação Brasileira de Geologia de Engenharia/Comitê Brasileiro de Mecânica das Rochas. (1983). *Métodos para descrição quantitativa de descontinuidades em maciços rochosos (tradução 12)*. São Paulo – SP.
- Barton, N. (2000). *TBM Tunnelling in Jointed and Faulted Rock*. Balkema, Rotterdam, 172 p.
- Barton, N.; Lien, R.; Lunde, J. (1974). *Engineering classification of rock masses for the design of tunnel support*. Rock Mechanics, Wien, v. 6, pp. 183-236.
- Barton, N.; Choubey, V. (1978). *The shear strength of rock joints in theory and practice*. Rock Mechanics 1/2:1-54. Vienna: Springer. Also NGI Publ. 119.
- Bieniawski, Z.T. (1978). *Determining Rock Mass Deformability. Experience from Case Histories*. International Journal of Rock Mechanics and Mining Science & Geomech. Abstr., Pergamon, 15, pp. 237-247.
- Bieniawski, Z.T. (1989). *Engineering Rock Mass Classifications. A complete manual for engineers and geologists in mining, civil and petroleum engineering*. John Wiley & Sons, 251 p.
- Cameron-Clarke, I; Budavari, S. (1981). *Correlation of Rock Mass Classification Parameters Obtained from Borecore and In Situ Observations*. Engineering Geology. Elsevier Science, Vol. 17, pp. 19-53.
- Costa, W.D. (1999). *Um modelo de classificação de maciços rochosos para fundação de barragens*. In: Seminário Nacional de Grandes Barragens, 23, 1999, Belo Horizonte. Rio de Janeiro: CBDB, Vol. 2, pp. 219-227.

- Deere, D.U. (1963). *Technical Description of Rock Cores for Engineering Purposes*. In: Rock Mechanics and Engineering Geology, Vol. 1, No. 1, pp. 16-22.
- Deere, D.U. (1968). *Geological Considerations*. In: Rock Mechanics in Engineering Practice, K.G Stagg, O.C. Zienkiewicz, (Eds.). London, UK: John Wiley & Sons, pp. 1-20.
- Furnas Centrais Elétricas SA. (2002). *Aproveitamento Múltiplo Manso*. Memória Técnica. Coordenação Superintendência de Engenharia S.E. T/ Sondotécnica Engenharia de Solos S. A. Rio de Janeiro, Chapada dos Guimarães, MT, 1070 p.
- Furnas Centrais Elétricas SA; Construtora Norberto Odebrecht; Projetos e Consultoria de Engenharia Ltda. (2004). *Complexo Hidrelétrico do Madeira - Estudos de Viabilidade do AHE Jirau*. Relatório Final: PJ-0519-V1-00-RI-0001.
- Furnas Centrais Elétricas SA; PCE - Projetos e Consultoria de Engenharia. (2006). UHE Batalha – Projeto Básico: Apêndice A Estudos Geológico-Geotécnicos PJ0606-B-G00-GR-RL-001-0, 54 p.
- Furnas Centrais Elétricas SA; PCE - Projetos e Consultoria de Engenharia. (2007). *UHE Batalha – Projeto Básico: Caracterização de Rochas Ensaios Geomecânicos, Índices Físicos e Caracterização por Difração de Raios-X*. Relatório interno DCT.C.04.003.2007-R0, 45 p.
- Hack, R. (2002). *An evaluation of slope stability classification*. Proc. ISRM Eurock, Funchal, Portugal.
- Hoek, E.; Brown, E.T. (1980a). *Underground Excavations in Rock*. Institution of Mining and Metallurgy, London, 527 p.
- Hoek, E.; Brown, E.T. (1980b). *Empirical strength criterion for rock masses*. J. Geotech. Eng. Div., ASCE 106 (GT9), pp.1013-1035.
- Hoek, E. (1994). *Strength of Rock and Rock Masses*. International Society for Rock Mechanics – News Journal, 2(2): 4-16.
- Hoek, E.; Carranza-Torres, C.; Corkum, B. (2002). *Hoek-Brown failure criterion - 2002 edition*. Toronto: North American Rock Mechanics Society.
- ISRM - International Society for Rock Mechanics (1981). *Rock Characterization Testing and Monitoring*. ISRM Suggested Methods. Pergamon Press, 211 p.
- Malafaia, A.L. (2007). *Sistemas de Classificação Geomecânica Aplicados aos Taludes Rochosos da UHE Batalha*. Tese de Mestrado, COPPE, UFRJ, 270 p.
- Marques Filho, P.L.; Geraldo, A. (1998). *Barragens e Reservatórios*. Geologia de Engenharia, A M. S. Oliveira, S.N.A. Brito (Eds.). São Paulo: ABGE, pp. 397-418.
- Mattos, G.; Sathler, G.; Bull, J.F.; Mesquita, J.B. (1984). *Influência do zoneamento nos critérios executivos de preparo de fundações*. In: Congresso Brasileiro de Geologia de Engenharia, 4, 1984, Belo Horizonte. Anais V São Paulo: ABGE, Vol. 2, pp.123-132.
- Miranda, T.F.S. (2003). *Contribuição para a obtenção de parâmetros geomecânicos para a modelação de obras subterrâneas em maciços graníticos*. 186p. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia Departamento de Engenharia Civil, Universidade do Minho, Guimarães, Portugal.
- Moreno Tallon, E. (1980). *Aplicación de las Clasificaciones Geomecánicas a los Túneles de Pajares*. II Curso de Sostenimientos Activos en Galerías y Túneles. Madrid: Fundación Gomez-Parto.
- Neves, J.F.; Lima, C.A.; Soares, G.S.; Sousa, L.R. (1989). *Túnel da Auto-estrada Porto/Amarante, Caracterização do Maciço, Comportamento da Estrutura, Construção*. Revista Ingenium, Lisboa.

- Porto, M.A.A. (2005). *Modelos de Gestão de Empreendimentos de Geração de Energia Elétrica: um Estudo de Caso de Furnas Centrais Elétricas S. A.* In: Seminário Nacional de Grandes Barragens, Anais CBDB, 15 p., Goiânia.
- Rocha M. (1976). *Alguns problemas relativos à Mecânica das Rochas dos materiais de baixa resistência.* Geotecnia. Revista de Sociedade Portuguesa de Geotecnia. Nº 18, pp. 3-27.
- Romana, M. (1993). *A Geomechanical Classification for Slopes: Slope Mass Rating.* In Comprehensive Rock Engineering – Principles, Practice & Projects, Vol. 3, pp. 575-600, Pergamon Press.
- Rutledge, J.; Preston, R. (1978). *Experience with Engineering Classifications of Rock.* Proc. Int. Tunneling Symposium. Tokio, pp. A3.1-A3.7.
- Serafim, J.L.; Pereira, J.P. (1983). *Considerations on the geomechanics classification of Bieniawski.* Proceedings of the International Symposium of Eng. Geol. Underground Construction, Vol. 1, pp. II.33-II.42, LNEC, Lisboa.
- Soares, L. (1991). *Determinação do Grau de Coerência de Rochas Brandas,* Tese de Doutorado, USP – São Paulo. 324 p.
- Steffen, O.K.H. (1976). *Research and development needs in data collection for rock engineering.* Proc. Int. Symp. Exploration for Eng., Vol. 2, pp. 95-104, Balkema, Rotterdam.
- Vaz, L.F. (1996). *Classificação genética dos solos e dos horizontes de alteração de rochas em regiões tropicais.* Rev. Solos e Rochas, Vol. 19, n. 2, ABMS/ABGE, São Paulo, SP, p.117-136.

AVALIAÇÃO DE MÉTODOS DE PROTEÇÃO PARA TALUDES EM ESTRADA NÃO-PAVIMENTADA

Evaluation of methods for protection of slopes in unpaved roads

Danilo José Brandão Vitor Silva*

George de Paula Bernardes**

José Augusto de Lollo***

Sílvio Jorge Coelho Simões****

Isabel Cristina de Barros Trannin*****

RESUMO – Este trabalho apresenta a avaliação de três métodos de proteção de taludes de estradas rurais, contra o desenvolvimento de processos erosivos. Os métodos analisados foram: (1) plantio de grama “São Carlos” (*Axonopus compressus*); (2) serrapilheira, constituída por galhos e folhas de eucalipto *E. Grandis* e, (3) envelopamento com um solo local com características mais resistentes aos processos erosivos. O experimento consistiu da montagem de quatro células retangulares, sendo uma para cada método de proteção e uma mantida desprotegida para avaliação da eficiência dos tratamentos. A determinação da quantidade de sedimentos erodidos baseou-se no somatório dos sólidos em suspensão e nos sedimentos armazenados em bolsa de geotêxtil. O estudo da erodibilidade dos solos foi realizado através de ensaios de identificação em laboratório. Os resultados de campo, quando comparados à célula desprotegida, mostraram que a serrapilheira obteve uma redução da perda de solo de 90%, enquanto a grama e o envelopamento reduziram 80% e 65%, respectivamente.

SYNOPSIS – This work presents the evaluation of three protection methods of road slopes, against the development of erosion processes. The methods analyzed were: (1) planting "São Carlos" grass (*Axonopus compressus*), (2) litter, composed of branches and leaves of eucalyptus *E. Grandis*, and (3) compacted soil cover with a local soil more resistant to erosion processes. The experiment consisted of assembly of four rectangular cells, one for each method and one cell kept unprotected to evaluate the efficiency of the treatments. The determination of the amount of eroded sediment was based on the sum of solids in suspension and stored sediments in geotextile bags. The erodibility of the soils was evaluated by laboratory identification tests. The results showed that, compared to the unprotected cell, the litter obtained 90% reduction of soil loss, while grass and compacted soil cover reduced 80% and 65%, respectively.

PALAVRAS CHAVE – Erosão, erodibilidade, proteção de taludes.

1 – INTRODUÇÃO

As estradas são obras públicas de vital importância para o desenvolvimento, uma vez que se trata do principal meio de escoamento da produção agroindustrial e permitem o intercâmbio entre as

* Mestre em Engenharia Civil, doutorando da UNESP – Universidade Estadual Paulista, Brasil, *campus* de Guaratinguetá. E-mail: danilojbrandao@gmail.com.

** Professor Doutor, UNESP – Universidade Estadual Paulista, *campus* de Guaratinguetá, Brasil. E-mail: gpb@feg.unesp.br

*** Professor Titular, UNESP – Universidade Estadual Paulista, *campus* de Ilha Solteira, Brasil. E-mail: lolloja@dec.feis.unesp.br

**** Professor Livre Docente, UNESP – Universidade Estadual Paulista, *campus* de Guaratinguetá, Brasil. E-mail: simoes@feg.unesp.br

***** Professora Doutora, UNESP – Universidade Estadual Paulista, *campus* de Guaratinguetá, Brasil. E-mail: isatrannin@feg.unesp.br

comunidades rurais e urbanas (Dadalto *et al.*, 1990). O Brasil possui aproximadamente 1 725 000 km de estradas distribuídas por todos os Estados da Federação, das quais mais de 90% não são pavimentadas. Minas Gerais é o Estado que possui a maior malha viária, sendo que apenas 7% de toda essa extensão é pavimentada (DNER, 2008).

O principal problema ambiental acarretado pelas estradas é o desencadeamento e a potencialização dos processos erosivos decorrentes da retirada da cobertura vegetal, da movimentação do solo e da compactação inadequada de seu leito, tornando tais vias muito vulneráveis aos processos de erosão causada pela chuva (Correa, 2005). Geralmente as estradas não-pavimentadas resultam da evolução de trilhas ou caminhos pré-existentes e demandam serviços de movimentação de terra gerando taludes de corte e ou aterro que em grande parte das vezes são construídos sem qualquer conhecimento técnico, baseando-se somente na experiência popular. Em decorrência disto, essas obras lineares têm um grande impacto no meio físico.

Segundo o DER-SP (1991), uma das principais formas de processos erosivos que ocorre em estradas é a erosão em taludes. Isto ocorre de um modo geral por apresentarem superfícies mais frágeis devido, ora à exposição do solo, ora às deficiências comumente resultantes da construção. Estes aspectos associados geralmente à falta de proteção superficial e à inexistência ou ineficácia de sistema de drenagem podem desencadear processos erosivos (DER-SP, 1991). Da erosão que ocorre nas estradas, aproximadamente 75% são provenientes dos taludes de aterro e corte.

Uma importante medida para controle da erosão na superfície de taludes é a aplicação de coberturas que impeçam mecanicamente a perda de solo (Souza, 2000).

Este trabalho apresenta uma análise comparativa de três métodos de proteção de taludes de estradas rurais não-pavimentadas, empregando materiais de baixo custo. Os métodos de proteção investigados são de simples implementação e exigem pouca manutenção, dando assim, condições aos produtores rurais de manterem as estradas em condições de tráfego.

2 – DESCRIÇÃO DA ÁREA DE ESTUDO

A região em estudo refere-se à fazenda Santa Edwirges, de propriedade da Fibria Celulose Ltda, leste do Estado de São Paulo, no Vale do Paraíba – Município de Lorena (Figura 1). Possui uma área de 12 km² e encontra-se próxima ao divisor de águas da serra Quebra Cangalha, onde estão localizadas as nascentes do ribeirão Tabão. Sua localização está entre as coordenadas 0485535 / 0497741 UTM e coordenadas 7480000 / 7466000 UTM.

2.1 – Caracterização geológica

A fazenda Santa Edwirges encontra-se totalmente inserida em um contexto geológico formado por rochas cristalinas de idade precambriana (> 500 milhões de anos). O mapa da Figura 2 apresenta

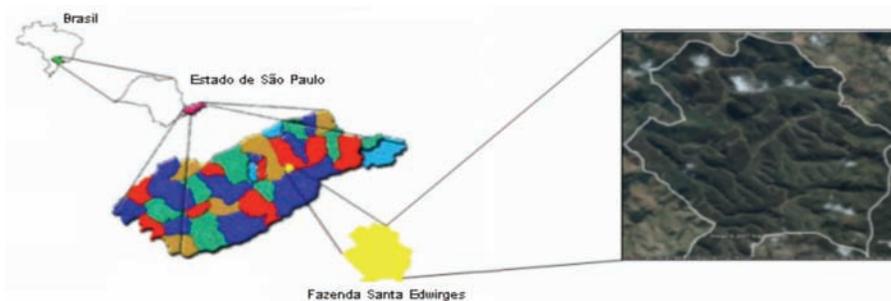


Fig. 1 – Localização da área de estudo.

as diferentes unidades geológicas encontradas na região: a) rochas metamórficas (xistos, gnaisses e migmatitos) do Complexo Embu (Hasui e Sadowski, 1976; Carneiro *et al.*, 1978; Landim, 1984); b) rochas ígneas (de composição predominantemente granítica) do *Complexo Quebra-Cangalha* (Landim, 1984); c) faixas de alta deformação (zonas milonitizadas); d) os terraços fluviais compostos de silte e argila; e e) os sedimentos inconsolidados localizados no leito dos cursos de água.

Pela Figura 2 pode-se perceber que grande parte da área está inserida no *Complexo Embu*, o qual corresponde a 60% da área de estudo. Esta unidade é constituída por rochas metamórficas (gnaisses) que possuem na sua composição minerais mais facilmente alteráveis como micas e feldspatos. Desta maneira, o solo de alteração proveniente destas rochas é normalmente fino onde predominam minerais argilosos favorecendo o desenvolvimento de solos mais impermeáveis e mais homogêneos. Os solos são normalmente espessos e possuem coloração avermelhada devido à presença de minerais ricos em ferro como a biotita. A homogeneidade e a composição fina destes solos são fatores que dificultam o desenvolvimento de processos erosivos acelerados como as ravinas.

A unidade *Granitóide Quebra-Cangalha* corresponde a 25% do mapa geológico sendo constituída predominantemente por granitos leucocráticos (de tonalidades claras). As rochas desta unidade possuem minerais mais resistentes à alteração como o quartzo e o feldspato potássico. Entretanto, em decorrência da presença destes minerais, os solos são predominantemente de coloração esbranquiçada, de constituição areno-argilosa e com a presença significativa de frações minerais mais grosseiras (saibros). A textura grossa destes solos e a ausência de uma cobertura vegetal fornecem as condições favoráveis para a ocorrência de processos erosivos acelerados como sulcos e ravinas.

As *zonas milonitizadas* (ou zonas de cisalhamento) correspondem a cerca de 10% da área total estudada. Estas regiões correspondem a áreas que foram submetidas a intensas tensões tectônicas em condições dúcteis, ou seja, a profundidades maiores que 10 km (Ramsay, 1980). Por esta razão, apresentam uma foliação bastante desenvolvida e a presença de minerais finos com estrutura em camadas como mica e clorita em decorrência de processos de retrometamorfismo devido a percolação de fluidos nas zonas de cisalhamento. A alteração destas rochas produz solos com elevada proporção de argila e não são suscetíveis ao aparecimento de processos erosivos lineares.

A unidade *Terraço Fluvial* e a unidade *Sedimentos Inconsolidados* correspondem a 5% do mapa geológico e representam a planície fluvial do ribeirão Taboão e seus principais afluentes. Nesta área são identificados paleo-terraços com sedimentos de composição pelítica (silte e argila) e, secundariamente, areia e seixos angulosos de quartzo e feldspato. Também se observam sedimentos inconsolidados de cor preta indicando a presença de solos com grande quantidade de matéria orgânica. No aspecto geotécnico constituem-se solos de baixa resistência, saturados em água e propícios à inundação.

2.2 – Caracterização geomorfológica

Apesar da fazenda Santa Edwirges apresentar uma área relativamente pequena, possui uma significativa variação no relevo. Isto se deve, em grande parte, a diversidade do substrato geológico descrita anteriormente. Regionalmente, a área está inserida na unidade geomorfológica do Planalto do Médio Vale do Paraíba (Ponçano *et al.*, 1981).

Com base em elementos morfométricos (hipsometria e declividade), foi possível identificar, três unidades geomorfológicas distintas: Escarpas Degradadas, Morros e Morrotes e Colinas Alveolares. Estas unidades podem ser visualizadas a partir do Modelo Numérico de Terreno (MNT) apresentado na Figura 3, apresentando as seguintes características:

- a) Escarpas Degradadas – ocorrem no terço superior da área estudada apresentando declividades dominantes superiores a 30%, topos normalmente estreitos e alongados e afloramentos esporádicos de blocos de rochas. O substrato destas rochas é formado principalmente pelas

rochas graníticas da Unidade Quebra-Cangalha. Os solos possuem composição areno-argilosa com elevado potencial de erodibilidade.

- b) Morros e Morrotes – ocupam a porção centro-norte da área de estudo apresentando declividades dominantes entre 20 e 30% e topos com formas arredondadas. Neste relevo se observa uma menor intensidade dos processos de dissecação que no relevo de Escarpas Degradadas. Geologicamente, correspondem a rochas gnáissicas e migmatíticas. Os solos associados são normalmente argilosos, espessos e de coloração avermelhada. A atividade erosiva é predominantemente laminar ainda que feições erosivas lineares ocorram de maneira localizada.
- c) Colinas Alveolares – ocupam uma faixa de direção sudoeste/nordeste na parte central da bacia. Representam a transição entre os relevos de escarpas e os relevos de morros e morrotes. Correspondem as áreas de declividade baixa (inferiores a 15%) e as áreas de relevo plano (planícies aluvionares). Em alguns lugares foi possível identificar a deposição de sedimentos recentes (Terciários/Quaternários) os quais correspondem a unidade geológica Terraço Fluvial. Estes relevos possuem grande influência na dinâmica hidrológica da bacia em face de possuírem o nível freático próximo à superfície e se constituírem em um local apropriado para a formação de bacias de retenção.

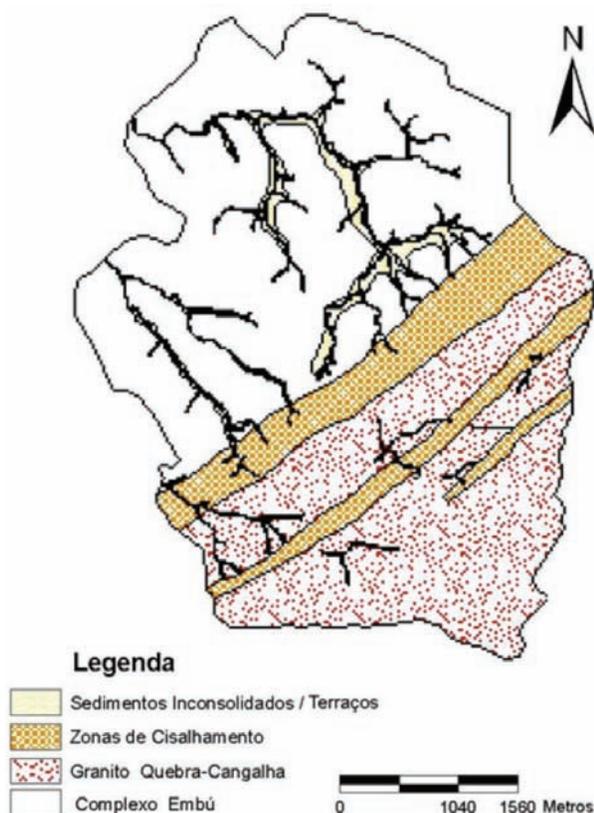


Fig. 2 – Mapa geológico simplificado da área de estudo (Rodríguez e Milanezi, 2005).



Fig. 3 – Modelo digital das três formas de relevo na fazenda Santa Edwirges: Escarpas (marrom), Colinas Alveolares (verde) e Morros e Morrotes (bege).

2.3 – Pluviosidade da região

Os dados pluviométricos da área de estudo foram interpretados por Freire (2005), utilizando para isso seis estações meteorológicas distribuídas no entorno da área de estudo, bacia do ribeirão Taboão (Figura 4). Três destas estações localizam-se em região de escarpas, duas em região de morros e morrotes e uma em região de colinas alveolares. Os dados de precipitação foram analisados empregando uma série histórica de 30 anos, sendo esta obtida do SIGRH - Sistema Integrado de Gerenciamento de Recursos Hídricos do Estado de São Paulo (disponível em www.sigrh.sp.gov.br).

As estações meteorológicas localizadas no relevo de escarpa foram escolhidas por representarem bem a influência do Sistema Orográfico da região, que é a movimentação de massas de ar e de chuva provocadas pelo relevo, isto é, as massas de ar são empurradas morro acima, promovendo esfriamento e condensação da água, formando neblinas, chuviscos ou chuvas na região das escarpas.

O Quadro 1 apresenta a pluviosidade média sazonal e anual das três estações meteorológicas localizadas na região de escarpa, objeto do presente estudo.

Para a determinação do índice de erosividade (EI30) da área de estudo, foi empregada a metodologia proposta por Lombardi Neto e Moldenhauer (1980), a qual foi formulada realizando-se

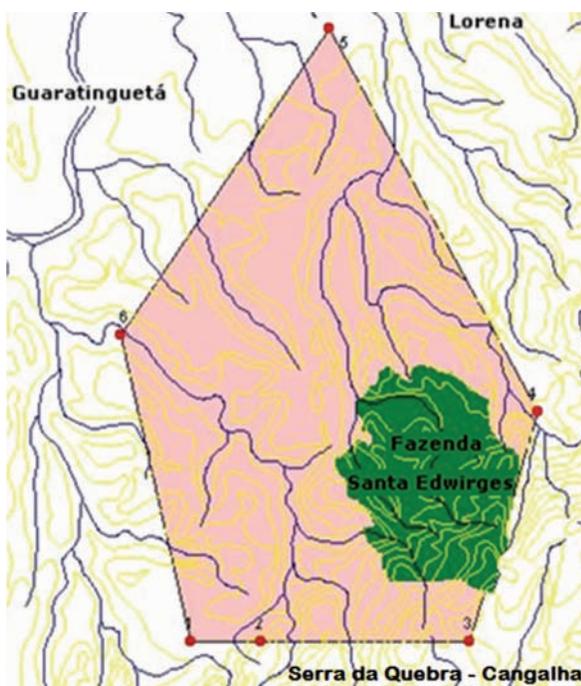


Fig. 4 – Localização das estações pluviométricas. As estações 1, 2 e 3 localizam-se na região de escarpa, a 4 e a 6 em região de morros e morrotes e a 5 em região de colinas alveolares (Freire, 2005).

Quadro 1 – Pluviosidade média sazonal da bacia do ribeirão Taboão-SP (1964 a 1994).

Estações Meteorológicas	Precipitação (mm)				
	Verão	Outono	Inverno	Primavera	Anual
1	652,6	173,6	136,2	514,8	1436,3
2	720,7	196,4	136,9	562,9	1622,1
3	635,1	187,6	142,1	498,5	1334,5
Média	664,46	185,87	138,4	525,4	1464,3

análises de uma série histórica de dados de precipitação de 22 anos da região de Campinas – SP. Esta metodologia foi escolhida, tendo em vista que a intensidade de chuva deste município é semelhante a da região de estudo, conforme as isoietas de precipitação disponibilizadas pelo CPRM – Serviço Geológico do Brasil (disponível em www.cprm.gov.br). Para se calcular o índice de erosividade foi utilizada a equação 1.

$$EI = 67,355 \left(\frac{r^2}{P} \right)^{0,85} \quad (1)$$

EI = média mensal do índice de erosividade em MJ.mm/ha.h;

r = precipitação média mensal em mm;

P = precipitação média anual em mm.

Os índices de erosividade (EI_{30}) foram calculados utilizando-se os dados das três estações pluviométricas localizadas em regiões de escarpas. Os resultados apresentados no Quadro 2 foram determinados considerando os dados de precipitação do período de 1964 a 1994. O EI_{30} médio anual (Quadro 2) para a área de estudo foi de 7611,4 MJ.mm/ha.h. Considerando os valores médios sazonais, tem-se no verão o maior índice médio de erosividade (EI_{30}), 3971,9 MJ.mm/ha.h e no inverno o menor, 344,9 MJ.mm/ha.h, o que era esperado, uma vez que os maiores índices pluviométricos ocorrem no verão e os menores no inverno.

Quadro 2 – Valores médios dos índices de erosividade (MJ.mm/ha.h).

EI_{30} Anual	Verão	Outono	Inverno	Primavera
7611,4	3971,9	503,3	344,9	2791,4

3 – PROPRIEDADES GEOTÉCNICAS

As características geológicas e geomorfológicas da região conforme descritas anteriormente criam um ambiente propício para a formação de grupos de solo com características bem distintas. A caracterização física dos solos da área de estudo é fundamental para uma avaliação do potencial de erosão. Para isso, foram coletadas amostras de solo de onde foi realizado o experimento e de onde foi extraído material empregado no tratamento de envelopamento. Com base nos ensaios de limites de Atterberg e granulometria foi realizada uma avaliação qualitativa do potencial de erosão dos solos em análise.

3.1 – Coleta das amostras

As primeiras amostras definidas por solo 1, foram obtidas do talude onde foi realizado o experimento (talude 1). As coordenadas do ponto de amostragem são 0491937 e 7469689 em UTM. Localizado na região de escarpas, próximo ao divisor de águas o solo apresenta-se pouco evoluído, sendo um solo residual jovem silte-arenoso de cor rosa, onde se observam os processos erosivos em estágio avançado de desenvolvimento (Figura 5).

As segundas amostras obtidas de solo mais evoluído (solo 2) foram retiradas de um outro ponto próximo da região de estudo em área de morros e morrotes, com relevo de declividade média,



Fig. 5 – Localização onde foi coletada a primeira amostra (solo 1).

sendo um solo residual argiloso bem desenvolvido e de coloração avermelhada. Nesta localidade o solo apresentava-se pouco erodido (Figura 6). As coordenadas são 0490663 e 74706340 UTM.



Fig. 6 – Localização onde foi coletada a segunda amostra (solo 2).

3.2 – Ensaios de laboratório

3.2.1 – Granulometria

A análise granulométrica é uma das ferramentas que pode ser utilizada para se avaliar a erodibilidade dos solos. A NBR 7181 (ABNT, 1984) determina que para a realização do ensaio de granulometria é necessária a utilização de um defloculante para provocar o rompimento das ligações elétricas entre as partículas de argila, tornando-as assim, individuais no meio aquoso. Entretanto, este ensaio foi realizado também sem a adição do defloculante de modo a avaliar a capacidade dos minerais argílicos de formarem grumos e de sedimentarem-se mais rapidamente. Assim, quanto maior for a distância entre as duas curvas, maior será a capacidade dos minerais argílicos de se agruparem e conseqüentemente, de resistirem contra a desagregação pelo impacto das gotas de chuva.

Os ensaios de granulometria foram executados visando determinar a porcentagem de dispersão segundo proposta de Volk (1937, *apud* Araújo, 2000). Segundo a equação 2, quanto menor a dispersão entre as curvas com e sem defloculante, maior o potencial de erosão do solo.

$$P_d = \frac{P_1}{P_2} \quad (2)$$

P_d = porcentagem de dispersão;

P_1 = porcentagem de partículas menores de $5\mu\text{m}$ sem dispersante;

P_2 = porcentagem de partículas menores de $5\mu\text{m}$ com dispersante.

Com base na porcentagem de dispersão os solos são interpretados do seguinte modo: se a porcentagem de dispersão for maior que 50% o solo é considerado altamente dispersivo; se estiver entre 20% e 50% é considerado moderadamente dispersivo e se for menor que 20%, não dispersivo.

3.2.2 – Limites de Atterberg

Os procedimentos de ensaios para a determinação dos Limites de Atterberg seguiram as recomendações das Normas ABNT: NBR 6459 - Determinação do Limite de Liquidez (ABNT, 1984) e

NBR 7180 - Determinação do Limite de Plasticidade (ABNT, 1984), os quais são executados em amostras passadas na peneira #40 (0,42mm). No presente trabalho, esses ensaios foram também realizados utilizando-se o material passado na peneira #200 (0,074mm) para avaliar a influência da parcela de areia fina nos valores de limites de liquidez e plasticidade.

De uma forma qualitativa, a Carta de Plasticidade pode ser dividida em três regiões para uma avaliação do potencial de erosão. A primeira região, definida como de alto potencial de erosão, apresenta solos com limite de liquidez inferior a 30% e índice de plasticidade menor que 15%, ou seja, solos silte-arenosos e argilas arenosas. A segunda região localizada no intervalo $30\% \leq LL \leq 70\%$ e $15\% \leq IP \leq 30\%$ compreende aos solos que apresentam médio potencial de erosão tais como argilas e siltes de baixa plasticidade. A terceira região encontra-se os solos com $LL > 70\%$ e $IP > 30\%$ que são as argilas e siltes de alta plasticidade e por isso apresentam baixo potencial de erosão.

3.2.3 – Ensaio de compactação Mini-MCV e perda de massa por imersão

O procedimento empregado para realização dos ensaios de compactação Mini-MCV e determinação da perda de massa por imersão foi baseado na proposta de Marson (2004) que visou tornar as normas de ensaio DNER-ME 256 (1994): Solos compactados em equipamentos miniatura – Determinação da perda de massa por imersão e DNER-ME 258 (1994): Solos compactados em equipamento miniatura – Mini-MCV) mais simples e objetivas.

4 – MONTAGEM DO EXPERIMENTO

Inicialmente, houve a necessidade de se fazer a raspagem e a regularização da superfície do talude, devido à existência de irregularidades em sua superfície, oriundas de processos erosivos existentes, conforme pode ser visto na Figura 5. O talude após regularização apresentou uma altura de 6,90 m e inclinação de 60,70°, que são comuns na região de relevo acidentado.

O experimento de campo consistiu na instalação de quatro células com dimensões de 2,0 m × 3,0 m (6 m²), dispostas sobre o talude. As paredes das células eram compostas por tábuas com 30 cm. Para instalação das tábuas no solo, foram escavadas valetas de 10 cm de profundidade e para mantê-las na posição vertical, a parede interna da valeta foi escavada verticalmente. Após o posicionamento das tábuas nas valetas, estas foram preenchidas pelo lado externo com solo compactado e em seguida foram cravados piquetes pelo lado externo da célula para dar maior sustentação às paredes verticais.

Na parte inferior de cada célula fixou-se uma calha platibanda 28 com 15,0 cm de abertura e bocal de 5,0 cm que foi conectada a um tanque de armazenamento com capacidade de 300 litros por meio de tubo de PVC. Os suportes de calhas foram fixados nos piquetes e cravados no solo para o apoio da calha conforme ilustrado na Figura 7.

Para a coleta dos sedimentos, foram instaladas bolsas constituídas de um geotêxtil com abertura de poros de 0,117 mm sendo estas inseridas dentro dos tanques de armazenamento e fixadas na extremidade da tubulação. Pela Figura 8, pode-se observar que além da bolsa de coleta havia também dentro do coletor um pequeno suporte, o qual tinha a função de não deixar que a bolsa de geotêxtil entrasse em contato permanente com a água que era armazenada na caixa de água.

Os sedimentos armazenados dentro das bolsas de geotêxtil serão chamados neste trabalho de sedimentos sólidos, que representam a parcela mais grossa. A parcela fina depositada no fundo do tanque e a parcela em suspensão foram consideradas juntas como sedimentos em suspensão.



Fig. 7 – Instrumentação de campo (exemplo de uma célula completa).



Fig. 8 – Tanque com a bolsa de geotêxtil.

4.1 – Sistema de medição e controle do experimento

4.1.1 – *Escoamento superficial*

A determinação do volume de escoamento superficial foi obtida através de uma régua de nível. Para isso foi montada uma curva de calibração com ajuste por regressão linear relacionando a altura do líquido com o seu correspondente volume (Figura 9). Assim, para a obtenção do volume do escoamento superficial em campo, bastava colocar uma régua dentro de cada coletor (tanques de armazenamento) e fazer a leitura da altura do nível d'água e, com este valor, obter o volume equivalente na curva de calibração.

Como pode ser observado na curva de calibração, o volume do tanque é definido por duas equações, pois a partir dos 31cm de altura há uma variação acentuada do diâmetro do tanque.

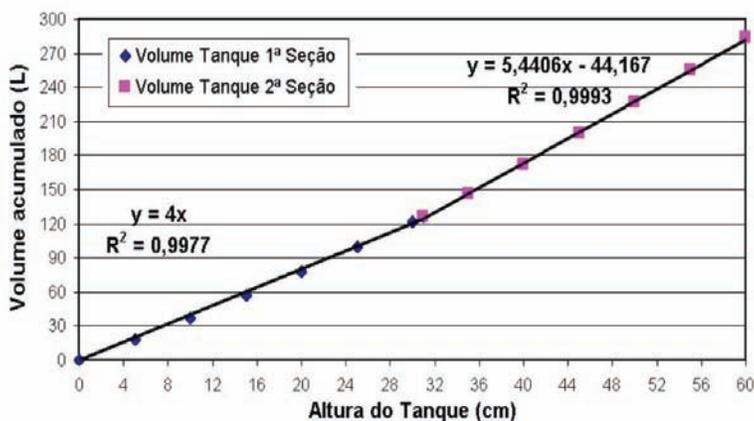


Fig. 9 – Curva de calibração do tanque de armazenamento.

4.1.2 – Determinação do peso de sedimentos em suspensão

Para o cálculo do peso de sedimentos em suspensão, as amostras eram coletadas da solução, água + solo, contida nos tanques de armazenamento, utilizando-se para isso garrafas plásticas de 1000 ml. Antes de se coletar a amostra, a solução era homogeneizada através de intensa agitação. Após cada leitura de campo, os tanques eram esvaziados e limpos. No laboratório, as amostras eram novamente homogeneizadas e partes de seus volumes eram transferidos para cápsulas previamente pesadas. Em seguida, as cápsulas eram postas para secar em estufa a 105 °C durante 24 horas para determinação do peso dos sólidos.

Conhecendo-se o volume inicial colocado nas cápsulas, calculou-se a concentração de sólido em suspensão. O peso total de sedimentos em suspensão fica então determinado pela multiplicação do volume total do escoamento contido no tanque pela respectiva concentração.

4.1.3 – Determinação do peso de sedimentos armazenados nas bolsas de geotêxteis

No processo de coleta de campo, as bolsas com os sedimentos mais grossos eram retiradas e colocadas em baldes para transporte ao laboratório. Para que a próxima medida pudesse ser realizada, uma nova bolsa era fixada junto à tubulação após a limpeza dos tanques.

No laboratório, esse material era retirado da bolsa e pesado em balanças com precisão de duas casas decimais (Figura 10A), em seguida, era homogeneizado em bandejas com a finalidade de uniformizar sua umidade (Figura 10B). Posteriormente, amostras destes sedimentos foram colocadas em cápsulas e secas em estufas a 105 °C durante 24 horas, com a finalidade de se determinar o teor de umidade. Conhecido este teor foi então possível medir de forma indireta o peso seco deste sedimento utilizando a equação 3.

$$P_s = \frac{100 \times P_u}{100 + w} \quad (3)$$

P_s = Peso seco da amostra (kg)

P_u = Peso úmido da amostra (kg)

w = Umidade da amostra (%)

A produção total de sedimentos de solo foi calculada a partir da soma dos pesos secos dos sedimentos em suspensão e dos sedimentos sólidos (armazenados na bolsa de geotêxtil).



Fig. 10 – Processo de medição indireta do peso dos sedimentos sólidos: (A) bolsas de geotêxtil com os sedimentos mais grossos coletados em campos; (B) homogeneização da umidade da amostra.

4.2 – Descrição dos métodos de tratamento

No presente estudo, três métodos de proteção de taludes foram analisados empregando materiais naturais da própria região de estudo, sendo estes:

a) Método A: grama “São Carlos” (*Axonopus compressus*)

A grama “São Carlos”, *Axonopus compressus*, possui alta resistência ao pisoteio, apresenta boa resistência às pragas e ervas daninhas. Adapta-se a locais de meia sombra ou a sol pleno, tem boa tolerância a locais úmidos e frios, formando um tapete bem denso. Possui crescimento variável (Lorenzi e Souza, 2001). Esta espécie de grama estabiliza solos erosivos em regiões de alta pluviosidade, sendo uma excelente proteção para taludes contra o desenvolvimento de processos erosivos (FAO, 2008).

Este tratamento foi instalado, plantando-se mudas de grama em pequenas cavidades na superfície do talude, feitas com ajuda de um pequeno bastão de madeira com uma de suas extremidades aguçadas. Este método foi feito sem a adição de qualquer tipo de insumo agrícola ou solo orgânico, pois estes materiais poderiam interferir na determinação dos sedimentos erodidos.

Devido à fragilidade inicial da grama, foram colocados sobre ela, logo após o término de seu plantio, pequenos ramos de eucalipto, a fim de protegê-la do impacto das gotas de chuva e do escoamento superficial. Esta proteção complementar permaneceu até ser realizada a segunda coleta de sedimentos, 14 dias depois do início do monitoramento.

b) Método B: trama de serrapilheira

O material utilizado no método B é formado por galhos e folhas que são depositados no chão durante o ciclo de crescimento das árvores de eucalipto (*E. Grandis*). Os galhos foram amarrados com arame formando uma trama que era fixada na superfície do talude por piquetes. O arranjo das tramas cobriu toda a célula, formando praticamente um telhado.

c) Método C: envelopamento – solo compactado

O método C consistiu em se revestir uma célula com uma camada de 10 cm utilizando solo local (solo 2), com características mais resistentes aos processos erosivos (solo argiloso tipo CH com perda de massa por imersão de 0% e classificação Mini-MCV, LG¹). A instalação desse tratamento foi realizada pelo lançamento direto do solo sobre face por meio de compactação manual, utilizando-se um pequeno soquete de madeira. Não houve controle de compactação na aplicação do solo de envelopamento, uma vez que o objetivo era propor uma alternativa de proteção para controle de erosão em taludes de estradas rurais não-pavimentadas de fácil aplicação pelos moradores de áreas rurais.

d) Método D: célula de referência (solo natural)

A face do talude na quarta célula (método D) foi mantida na condição natural com o objetivo de servir de referência aos métodos de tratamentos das demais células. Para a sua instalação, foi necessária a regularização da superfície do talude para eliminar as pequenas depressões, onde os processos erosivos poderiam ocorrer de forma mais intensa. Os cálculos da eficiência dos métodos de proteção foram determinados com base na quantidade de sedimentos medidos na célula de referência.

Por meio da Figura 11 pode-se ter uma visão geral da montagem das células no talude com os respectivos métodos de proteção e a posição da célula que foi mantida desprotegida.



Fig. 11 – Visão geral do experimento: (A) Método A – Grama; (B) Método B – Serrapilheira; (C) Método C – Envolvimento; (D) Método D – Célula de referência.

5 – ANÁLISE DOS RESULTADOS

5.1 – Ensaio de laboratório

5.1.1 – Granulometria

As curvas granulométricas com e sem defloculante obtidas para os dois solos em estudo estão apresentadas na Figura 12.

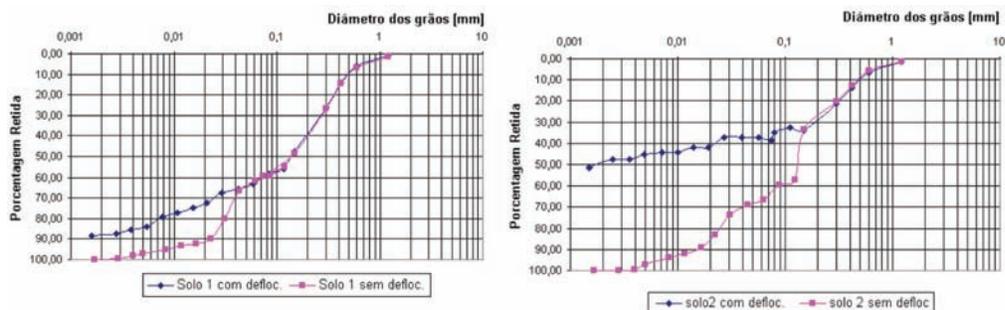


Fig. 12 – Curvas granulométricas: (a) solo 1; (b) solo 2.

Por meio da metodologia desenvolvida por Volk (1937, apud Araújo, 2000) foi possível calcular as porcentagens de dispersão segundo a equação 2. Para o solo 1, a porcentagem de dispersão foi de 20% o que caracteriza um solo com média erodibilidade. No caso do solo 2, a porcentagens de dispersão foi de apenas 5,4% sendo este um solo não dispersivo. Estes resultados são bastante coerentes com os comportamentos observados nos taludes em campo, Figuras 5 e 6.

5.1.2 – Limites de Atterberg

Os resultados dos ensaios de Limite de Liquidez e de Plasticidade realizados para amostras passadas na peneira #40 (conforme norma brasileira) e passadas na peneira #200 estão apresentados no Quadro 3 e na Carta de Plasticidade da Figura 13.

Quadro 3 – Valores dos Limites de Atterberg.

		Diâmetro (mm)	LL (%)	LP (%)	IP (%)
Solo 1	#40	0,42	28,90	14,20	14,70
	#200	0,07	42,70	30,00	12,70
Solo 2	#40	0,42	64,30	30,80	33,50
	#200	0,07	91,80	54,10	37,70

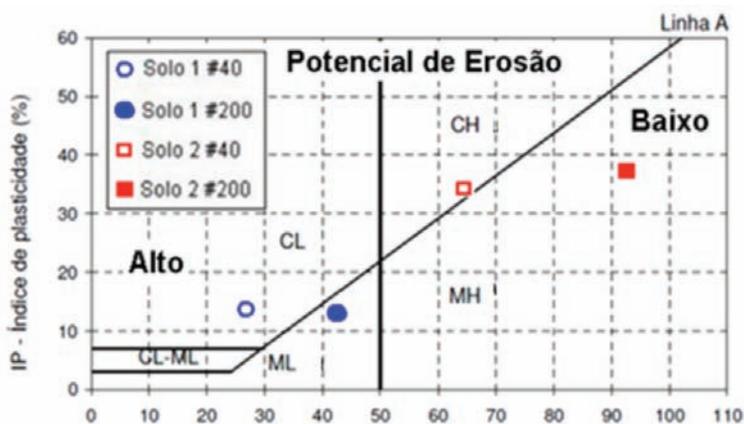


Fig. 13 – Carta de plasticidade.

Para os ensaios realizados segundo a norma brasileira (peneira #40), o solo 1 apresenta-se com um alto potencial de erosão e o solo 2 foi classificado como de baixa erodibilidade.

No presente trabalho foram realizados também ensaios para determinação dos limites de Atterberg, empregando-se o solo passado na peneira #200 (0,074 mm), com intuito de avaliar a influência da parcela de areia fina nos valores de limites de liquidez e plasticidade dos solos ensaiados. Ao analisar os resultados obtidos, concluiu-se que houve um aumento significativo do valor de limite de liquidez dos materiais, fazendo com que o solo 1 passasse para uma situação de erodibilidade média. No caso do solo 2, o aumento do limite de liquidez alterou a classificação do solo para baixa erodibilidade.

5.1.3 – Ensaio de Mini-MCV e de perda de massa por imersão

O Quadro 4 resume os coeficientes de classificação MCT-Modificado obtidos para os solos a partir de ensaios de compactação Mini-MCV e de perda de massa por imersão.

Quadro 4 – Parâmetros de Classificação MCT- Modificado.

Amostra	Parâmetros		
	c'	Pi (%)	e'
SOLO1	1,10	136,25	1,65
SOLO 2	1,83	0,0	0,0

Dispondo-se dos coeficientes classificatórios foi possível obter a classificação do solo 1 e do solo 2 segundo a Metodologia MCT-Modificada, bastando para isto plotar o ponto de coordenadas c' e e' no Ábaco Classificatório desta metodologia (Figura 14).

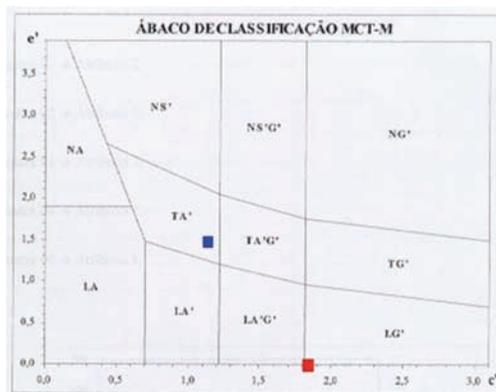


Fig. 14 – Ábaco MCT-M para classificação de solos segundo Vertamatti (1988).

O ponto azul representa os parâmetros obtidos para o solo 1 e o vermelho os do solo 2.

O solo 1 foi classificado como TA' (Solo Transicional Arenoso), denominado por Vertamatti (1988) como um solo ainda não muito afetado pelos processos pedogenéticos, visto que posiciona-se na faixa central do ábaco da Classificação MCT-M. Este solo apresenta um caráter de transição no processo de evolução genética dos solos tropicais, normalmente associados às formações sedimentares e encontram-se na camada superior do perfil do terreno, podendo apresentar condições de drenagem que favorecem sua evolução genética.

O solo 2 obteve a classificação LG' (Solos Argilosos Lateríticos). Este grupo é formado por argilas e argilas arenosas, pertencentes ao horizonte B dos latossolos, solos podzólicos e terras roxas estruturadas. Quando apresentam percentagens de areia elevadas, têm um comportamento semelhante aos solos arenosos lateríticos LA' (Vertamatti, 1988).

5.2 – Produção de sedimentos

O Quadro 5 apresenta a produção total de sedimentos obtida para as quatro células. A parte experimental foi monitorada no verão entre 13 de janeiro a 13 de março de 2009. Como pode ser observado, o volume total de chuva medido nos dois meses foi superior ao esperado para todo o verão que é em média de 645,7 mm. A primeira coluna do Quadro 5 indica os períodos em que os

tratamentos ficaram expostos aos eventos de precipitação. A segunda descreve o intervalo de tempo entre as leituras. Não houve uma leitura com intervalo fixo devido às condições adversas do tempo e das estradas, uma vez que a área experimental era de difícil acesso. A terceira coluna apresenta o volume de chuva acumulado no respectivo intervalo de leitura. As demais colunas apresentam a quantidade de sedimentos totais divididos pela área total da célula, medidos em kg/m^2 para cada tipo de tratamento empregado no experimento, sendo grama, serrapilheira, envelopamento e célula de referência respectivamente.

A quantidade de sedimentos medidos na primeira leitura está bem superior as demais leituras devido ao solo solto no processo de regularização do talude. Por meio do Quadro 5 observa-se que a quantidade total de sedimentos produzida na célula de referência (Método D) foi muito superior aos demais tratamentos empregados. Nessa célula foi observada a formação do processo de erosão por sulcos.

Quadro 5 – Produção total de sedimentos dos métodos analisados.

Período	Intervalo de coleta (dias)	Altura de chuva (mm)	Gramma (kg/m^2)	Serrapilheira (kg/m^2)	Envelopamento (kg/m^2)	Célula de referência (kg/m^2)
13-22 Jan	9	127	2,85	0,67	2,83	6,60
22-27 Jan	5	60	0,73	0,70	0,90	3,57
27Jan-2Fev	6	87,5	0,46	0,31	0,56	2,44
2-7 Fev	5	52	0,47	0,24	1,46	0,66
7-10 Fev	3	12,5	0,02	0,02	0,05	0,04
10-14 Fev	4	55	0,08	0,02	0,20	0,43
14-25 Fev	11	130	0,94	0,28	3,13	8,66
25Fev-13Mar	16	127	0,69	0,69	1,55	8,58
Total	59	651	6,24	2,94	10,67	30,98

O gráfico de barras da Figura 15 apresenta a comparação da produção total de sedimentos para cada célula no respectivo intervalo de leitura. Dentre os métodos de proteção empregados para o

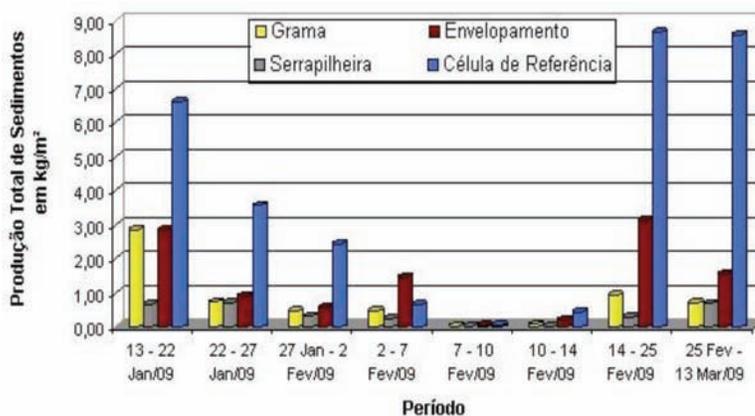


Fig. 15 – Produção total de sedimentos em kg/m^2 para os métodos analisados.

controle dos processos erosivos, o envelopamento foi o que produziu maior quantidade de sedimentos. Na quarta e na quinta leituras realizadas verificou-se que a quantidade de sedimentos na célula com envelopamento foi superior à célula de referência. Nesse caso foi constatado o deslocamento do solo compactado. Com relação aos outros métodos, a serrapilheira foi a que apresentou melhor resultado, seguido pela proteção com grama. A redução de perda de solo registrada para o envelopamento foi de 65%, para a grama foi de 80% e para a serrapilheira foi de 90%.

5.3 – escoamento superficial

O Quadro 6 apresenta o volume de escoamento superficial medido para as três coberturas implantadas e para a célula de referência. Neste Quadro, as três primeiras colunas referem-se ao período de leitura, ao intervalo de coleta e ao total de precipitação respectivamente. As quatro colunas seguintes apresentam os valores de volume de escoamento medidos divididos pela área da célula.

Quadro 6 – Escoamento superficial para os métodos analisados.

Período	Intervalo de coleta (dias)	Altura de chuva (mm)	Grama (mm)	Serrapilheira (mm)	Envelopamento (mm)	Célula de referência (mm)
13 - 22 Jan	9	127	41,61	47,05	13,33	25,29
22 - 27 Jan	5	60	32,65	28,91	20,00	18,67
27 Jan-2 Fev	6	87,5	30,73	27,10	21,66	30,73
2 - 7 Fev	5	52	27,10	18,67	14,67	14,67
7 - 10 Fev	3	12,5	0,52	2,67	0,52	0,47
10 - 14 Fev	4	55	13,33	13,33	8,00	10,67
14 - 25 Fev	11	130	47,96	28,91	34,35	44,33
25 Fev-13Mar	16	127	46,14	26,19	37,07	20,00
Total	59	651,00	240,03	192,83	149,60	164,81

Analisando os dados do Quadro 6, verifica-se que o envelopamento foi o que mais contribuiu para a redução da dinâmica do escoamento superficial. Ainda que este método tenha apresentado o menor volume de escoamento superficial, foi o tratamento (dentre os três estudados) o que mais apresentou perda de sedimentos. Isto ocorreu porque durante o período de monitoramento houve destacamento do solo compactado.

Entre as coberturas com grama e serrapilheira, esta última obteve melhor resultado para a redução do escoamento superficial, pois sua trama funcionou como uma barreira ao deslocamento superficial da água, o que possibilitou o aumento da infiltração.

O gráfico de barras da Figura 16 mostra uma comparação do escoamento superficial de cada método de tratamento analisado no respectivo intervalo de leitura. Dentre os métodos de proteção empregados, foi possível observar que a cobertura com grama foi a que menos reduziu a dinâmica do escoamento superficial, apresentando maior volume de escoamento para seis das oito leituras realizadas.

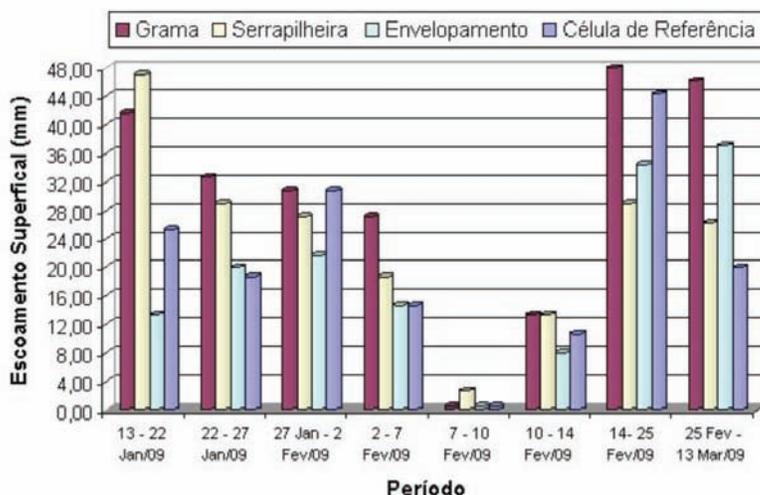


Fig. 16 – Escoamento superficial em mm.

6 – ANÁLISE PRELIMINAR DOS CUSTOS PARA IMPLANTAÇÃO DO EXPERIMENTO

Tendo em vista que para a realização do experimento foram necessárias a utilização de maquinários e a contratação de mão-de-obra, foi realizada uma avaliação dos custos para a implantação dos métodos de proteção analisados.

O custo de mão-de-obra para a implantação do Método A (Gramma) foi de R\$ 105,00. Este tratamento foi executado por uma pessoa que gastou um dia e meio para executar as seguintes etapas: a) retirada da grama em campo; b) transporte da grama para o local do experimento; c) preparação das mudas; d) plantio da grama sobre a superfície do talude. Em virtude de a grama ter sido obtida na própria área de experimento, esta não apresentou custo para sua aquisição, entretanto houve necessidade de transporte por caminhão da própria fazenda a um custo estimado de R\$ 65,00 por hora.

O Método B (serrapilheira) apresentou um custo de mão-de-obra para sua execução de R\$ 70,00. Para a instalação deste tipo de cobertura foi necessária uma pessoa trabalhando durante um dia para coletar o material em campo, fazer os feixes de serrapilheira e posteriormente fixá-los a superfície do talude com piquetes do próprio eucalipto. Este tratamento não apresentou custo de maquinário, visto que este material existe por toda a área de florestas plantadas.

No Método C (envolvimento), houve a escavação e transporte do solo por equipamentos da própria fazenda com um custo estimado de R\$ 65,00 a hora do caminhão e R\$90,00 a hora da máquina. Para o preparo do solo e lançamento na célula, foi necessária uma equipe de duas pessoas, que realizou o trabalho em um dia. O valor de mão-de-obra para a implantação deste tratamento foi de R\$ 140,00.

Nos custos dos tratamentos descritos acima, não foi considerada na composição do custo total a compra de todo o material utilizado nas montagens das células (tábua de madeira, calhas, tubulação e outros), visto que se estes tratamentos fossem aplicados, estes materiais não seriam utilizados.

Por intermédio dos dados apresentados, pode-se determinar o custo de mão-de-obra e do maquinário necessário para a execução de cada um dos métodos em estudo (Quadro 7).

Observa-se que o método de proteção utilizando a serrapilheira apresentou o menor custo de implantação em relação às outras duas coberturas estudadas. Para as regiões onde não existem florestas plantadas de eucalipto, é possível utilizar soluções alternativas como capim barba de bode, vassoura, palha de milho entre outros.

Quadro 7 – Custo dos métodos analisados.

Método	Custo de mão-de-obra (R\$/m ²)	Custo de transporte e maquinário (R\$/h)
Grama (A)	17,50	65,00 *
Serrapilheira (B)	11,67	-----
Envolvamento (C)	23,33	155,00 **

* Custo de um caminhão para transportar a grama até o local de sua aplicação.

** Custo de uma escavadeira e de um caminhão para transportar o solo de envolvimento até o local de sua aplicação.

7 – CONSIDERAÇÕES FINAIS

No Brasil 90% da malha viária é constituída de estradas não-pavimentadas. Visto a sua grande extensão e importância para o desenvolvimento econômico e social é necessário que essas estradas estejam em boas condições, uma vez que se trata do principal meio de escoamento da produção agrícola, como também de permitir às comunidades rurais o acesso à saúde, à educação e a outras necessidades para sua subsistência. A aplicação de sistemas de coberturas de taludes eficientes, de baixo custo e de fácil execução, permite que os próprios produtores rurais possam fazer sua implantação e manutenção, evitando desta maneira problemas de interrupção de tráfego principalmente nos períodos de chuva.

Este trabalho avaliou a eficiência de três diferentes métodos de tratamento de superfície de taludes de estradas. A partir dos dados e resultados obtidos, realizaram-se as seguintes considerações:

- a) Dentre os métodos analisados, a Serrapilheira foi o método que apresentou o menor custo e maior facilidade de implantação, como também, o melhor desempenho no que se refere ao controle da produção de sedimentos com uma redução de perda de solo de 90%, se comparada com a célula de referência (Método D). Entretanto, por ser um material suscetível à combustão existe o risco de vandalismo e conseqüentemente a perda de proteção do talude.
- b) A grama foi o segundo melhor tratamento analisado, apresentando um percentual de 80% na redução na produção de sedimentos. Ao longo do período de monitoramento este tipo de cobertura obteve uma evolução em sua capacidade de estabilização, pois à medida que o tempo foi passando houve um melhor enraizamento, aumentando assim a sua eficiência no controle da erosão.
- c) A cobertura por envolvimento foi classificada como uma proteção instável, pois apresentou deslocamento durante o período de monitoramento. Isso ocasionou sua rápida deterioração. Dentre os tratamentos analisados foi o que mais produziu sedimentos. Para o período de monitoramento, este tratamento apresentou uma redução na produção de sedimento de 65%. Em virtude da inclinação acentuada do talude, esse tipo de cobertura apresentou maior grau de dificuldade para compactação e um custo de implantação mais elevado uma vez que necessitou de maquinário e de uma equipe maior para a execução.

Para outras regiões onde não existam florestas plantadas, a utilização de capim, barba de bode e vassoura, por exemplo, podem apresentar bons resultados sendo soluções viáveis para serem adotadas pelos próprios produtores rurais.

8 – AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem ao CNPq pelo apoio financeiro recebido através do Edital MCT/CNPq 15/2007 Universal – faixa B, processo 474605/2007-B, a Fibria Celulose Ltda por todo o apoio nas atividades de campo para o preparo dos taludes e segurança do experimento e Pró-Reitoria de Pós-Graduação da UNESP pela bolsa de Mestrado CAPES Institucional.

9 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ABNT (1984) – Associação Brasileira de Normas Técnicas: NBR 6459. Solo – *Determinação do Limite de Liquidez*.
- ABNT (1984). Associação Brasileira de Normas Técnicas: NBR 7180. Solo – *Determinação do Limite de Plasticidade*.
- ABNT (1984). Associação Brasileira de Normas Técnicas: NBR 7181– *Solo – Análise Granulométrica*.
- Araújo, R.C. (2000) – *Estudo da erodibilidade de um solo da formação barreiras*. Dissertação de mestrado em geotecnia, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, 147p.
- Carneiro, C.D.R.; Hasui, Y.; Giancursi, F.D. (1978). *Estruturas da bacia do Taubaté na região de São José dos Campos*. In: Congresso Brasileiro de Geologia, 29, Ouro Preto. Anais, Belo Horizonte: SBG, v. 4, 1978. pp. 247-256.
- Correa, C.M.C. (2005) – *Perdas do solo e qualidade da água procedentes de estrada de uso florestal no planalto catarinense*. Tese de doutorado em ciências florestais, Universidade Federal do Paraná, 155 p.
- Dadalto, G.G.; Carmo Filho, O.G.; Castro, L.L.F (1990). *Captação de águas pluviais das estradas vicinais*. Emcapa Documentos, nº63, Vitória.
- Departamento Nacional de Estradas de Rodagem – *Anuário estatístico dos transportes*: Geipot. Disponível em: <http://www.dner.gov.br>. Acesso em abril 2008.
- Departamento Nacional de Estradas de Rodagem: DNER-ME 256 (1994) – *Solos compactados em equipamentos miniatura – determinação da perda de massa por imersão*.
- Departamento Nacional de Estradas de Rodagem: DNER-ME 258 (1994) – *Solos compactados em equipamentos miniatura – Mini-MCV*.
- Departamento de Estradas de Rodagem do Estado de São Paulo (DER-SP) (1991). *Manual de geotecnia: taludes de rodovias - orientações para diagnóstico e soluções dos seus problemas*, 386 p.
- Food and Agriculture Organization of United States (FAO) (2008). *Grassland Species*. Disponível em: <http://www.fao.org/ag/AGP/AGPC/doc/GBASE/DATA/pf000180.htm>. Acesso em 27 de novembro de 2008.
- Freire, P.A.C. (2005). *Estudo da pluviosidade na bacia do Ribeirão Taboão – SP, como subsídio para estudo da disponibilidade hídrica da bacia*. Relatório Final de Iniciação Científica, Departamento de Engenharia Civil, UNESP - Faculdade de Engenharia de Guaratinguetá, 42p.
- Hasui, Y.; Sadowski, G. (1976). *Evolução geológica do precambriano na região sudeste de São Paulo*. Revista Brasileira de Geociências, Volume 6, p. 187-200.

- Landim, P.M.B. – coord. (1984). *Mapa Geológico de Estado de São Paulo*. Escala 1:50 000. IGCE/UNESP.
- Lombardi Neto, F.; Moldenhauer, W.C. (1980). *Erosividade da chuva: sua distribuição e relação com perdas de solo em Campinas, SP*. Encontro Nacional de Pesquisas sobre Conservação do Solo, 3, Recife. Anais, fl. 13-A.
- Lorenzi, H.; Souza, H.M. (2001). *Plantas ornamentais no Brasil*. 3ª edição, Nova Odessa: Instituto Plantarum de Estudos da Flora LTDA.
- Marson, M. (2004). *Análise crítica da classificação MCT para solos tropicais*. Dissertação de Mestrado em Engenharia de Infraestrutura Aeronáutica, ITA – Instituto Tecnológico de Aeronáutica, São José dos Campos – SP, 184 p.
- Ponçano, W.L.; Carneiro, C.D.R.; Bistrichi, C.A.; Almeida, F.F.M.; Prandini, F.L. (1981). *Mapa Geomorfológico do Estado de São Paulo*. Escala 1:500 000. Instituto de Pesquisas Tecnológicas, São Paulo – SP.
- Ramsay, J. (1980). *Shear zones geometry: a review*. Journal of Structural Geology, Mainz, Volume 2, pp. 83-99.
- Rodriguez, A.L.V.; Milanezi, B.P. (2005). *Mapeamento lito-estrutural da Fazenda Santa Edwirges*. Escala 1:10 000. Relatório Final de Iniciação Científica, Bolsa VCP-Votorantim, 36 p.
- Souza, C.R. (2000). *Avaliação de diferentes coberturas do solo no controle da erosão em taludes de estradas florestais*. Dissertação de Mestrado em ciências florestais, Universidade de São Paulo, Piracicaba – SP, 90 p.
- Vertamatti, E. (1988). *Contribuição ao conhecimento de solos da Amazônia com base na investigação de aeroportos e Metodologia MCT e Resiliente*. Tese de doutorado em infra-estrutura de transporte, ITA – Instituto Tecnológico de Aeronáutica, São José dos Campos – SP, 276 p.

DEFINIÇÃO DE CURVAS DE TRANSFERÊNCIA DE CARGA DE ESTACAS EM SOLO RESIDUAL DE GRANITO

Definition of load transfer curves of piles in granitic residual soil

David Jorge da Rocha Pereira Fernandes*

António Viana da Fonseca**

RESUMO – O subsolo do Noroeste de Portugal, em particular o da cidade do Porto, é composto principalmente por solos residuais do granito, caracterizados pela sua forte heterogeneidade. Devido aos desenvolvimentos dos métodos construtivos, a utilização de estacas tem sido cada vez mais frequente neste tipo de solos, pelo que se torna imperativo conhecer melhor o comportamento deste tipo de fundação, que ainda hoje não é consensual. Uma forma simplificada, mas ao mesmo tempo eficaz, de analisar a interação entre as estacas e maciço ao longo da face lateral e na ponta da estaca é através do conhecimento dos padrões de transferência de carga ao longo do fuste e da base, vulgarmente conhecidas como curvas ‘t-z’ e ‘q-z’, respetivamente. Tendo em conta a problemática das cargas residuais, é o objetivo deste trabalho apresentar metodologias fundamentadas para a definição das curvas que caracterizam o comportamento de três tipos de estacas que foram utilizados neste tipo de solo, também considerando o efeito das cargas residuais. Para simular essas curvas recorreu-se ao programa *UniPile*[®] da *UniSoft*, que é uma ferramenta especificamente desenvolvida para este fim. Espera-se que este estudo forneça informação prática útil, permitindo o dimensionamento seguro mas eficaz das estacas construídas neste tipo de solo, tendo em conta os diversos fatores que influenciam o seu comportamento.

SYNOPSIS – The subsurface of North-Western Portugal, in particular the city of Oporto, is composed mainly of granite residual soil, characterized by its strong heterogeneity. Due to developments in construction, the use of piles has been increasingly frequent in this type of soil. Therefore, it becomes imperative the knowledge of the behaviour of this type of foundation that, even today, is not consensual. A simplified method, but also effective, is to analyse the stress-strain behaviour along the shaft interface and in the bottom (toe) support by recurring to load-transfer curves, commonly known as ‘t-z’ and ‘q-z’, respectively. Given the problem of residual loads, it is the objective of this study to show the possibilities based on the definition of the curves that characterize the behaviour of three types of pile in this type of soil, also considering the effect of the residual load. To simulate these curves a very comprehensive commercial program, *UniPile*[®] of *Unisoft*, has been used. It is hoped that this study provides practical and very useful information for a more effective but also safer design of piles in this type of soil, taking into account the different factors that influence their behaviour.

PALAVRAS CHAVE – Transferência de carga, fundações indiretas, cargas residuais, modelação em solo residual.

1 – INTRODUÇÃO

De entre os métodos de análise para previsão/modelação de curvas de carga-assentamento, até à rotura, de estacas isoladas submetidas a esforços de compressão, há os que – recorrendo a méto-

* Engenheiro Civil. E-mail: david.jorge.fernandes@gmail.com

** Professor Associado com Agregação da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. E-mail: viana@fe.up.pt

dos numéricos – se baseiam em curvas da transferência de carga, ‘t-z’ e ‘q-z’, que relacionam tensões de corte ao longo do fuste, com deslocamentos ao longo da estaca (definidas através de molas não lineares independentes), e na ponta ou base da estaca, respetivamente. Por serem versáteis e não exigirem meios computacionais particularmente complexos, são mais universais, desde que as leis sejam representativas dos solos em apreço e das condições de interface geradas em cada método construtivo específico.

A execução de estacas de três tipologias de métodos construtivos num perfil de solo residual (sapolítico) do granito no Campo Experimental da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (CEFEUP), que foram sujeitas a carregamentos verticais e horizontais, para desenvolvimento das análises do *International Prediction Event (Class A)* - exercício internacional de previsão do comportamento de estacas com base em ensaios de caracterização, permitiu recolher um acervo de resultados que tem vindo a ser objeto de análises muito inovadoras e de grande impacto.

Uma das análises possíveis é a de estudar e sistematizar um conjunto de curvas mais ajustadas às três tipologias construtivas estudadas, e que são as mais usadas pela nossa indústria de fundações especiais (estacas moldadas com tubo recuperado, estacas de trado contínuo – CFA – e estacas prefabricadas cravadas dinamicamente). Estas curvas podem ser definidas através de retroanálises, recorrendo a um programa de cálculo pelo MEF.

Assim, este trabalho foca três aspetos essenciais no estudo do comportamento de estacas: a resposta a carregamentos estáticos, a transferência de carga estaca-solo-estaca e a problemática da influência das cargas residuais instaladas no processo de instalação. Estas questões vão ser, numa primeira fase, abordadas de modo a entender a metodologia aplicada e posteriormente serão aplicadas aos três tipos de estacas ensaiadas no CEFEUP: cravadas, moldadas com recurso a tubo moldador recuperado e de trado contínuo (CFA).

2 – METODOLOGIA APLICADA

2.1 – Análise da resposta a carregamentos estáticos

Esta análise adequa-se bastante bem ao tipo de solo analisado pois este comporta-se genericamente em condições drenadas quando carregado, recaindo assim numa análise em tensões efetivas. Assim, para se chegar à capacidade de carga da estaca é necessário obter as resistências tanto do fuste, como da ponta. Da soma destas duas componentes obtém-se a resistência última da estaca.

A resistência lateral última da estaca é um fenómeno bem definido. O método que vai ser descrito de seguida, conhecido como o método β , considera o ângulo de atrito, o coeficiente de impulso em repouso do solo ou a textura do fuste da estaca, como parâmetros essenciais de cálculo direto da resistência do fuste. Assim, surge o coeficiente de proporcionalidade β (que incorpora os parâmetros anteriormente descritos) para relacionar essa resistência com a tensão efetiva vertical. Este coeficiente é obtido de forma empírica e num caso específico, como é o caso de maciços de solos residuais – insuficientemente estudados neste âmbito – e para tecnologias de estacas particulares, não é fácil de definir.

Assim, a expressão que traduz o valor de cálculo da resistência total do fuste, R_s , para o comprimento útil (enterrado) da estaca, é:

$$R_s = \int A_s f_s dz = \int A_s (c' + \beta \sigma'_z) dz \quad (1)$$

A_s – área do fuste à profundidade z ;

f_s – resistência unitária do fuste;

c' – coesão efetiva;

β – coeficiente (tipo Bjerrum – Burland);

σ'_z – tensão efetiva vertical.

Já a resistência última de ponta, ao contrário da resistência lateral última, não é fácil de definir. Logo à partida depara-se com uma dificuldade que é o facto daquela, na prática, não ser uma realidade, por não se atingir um limite a não ser para grandes deformações. “Esta resistência segue um caminho mais ou menos curvo que não apresenta um valor de pico” (Fellenius *et al.*, 2006) e está intimamente relacionada com o movimento da ponta da estaca formada pela chamada curva ‘q-z’.

No entanto, nos ensaios de carga axial estáticos pode surgir um valor de pico claro, que pode ser tomado como a capacidade da estaca e que pode ser devido à possibilidade de haver:

- uma resistência de ponta mínima;
- um encurtamento da estaca devido ao aumento da carga depois de a resistência lateral ter sido mobilizada na totalidade;
- uma diminuição da resistência lateral após atingir o seu máximo;
- a presença de cargas residuais que resultem do processo de instalação.

O método utilizado para estimar esta resistência, à semelhança do anterior, também utiliza um coeficiente de proporcionalidade para definir a grandeza em função da tensão efetiva.

Assim a resistência total da ponta da estaca é obtida através da seguinte expressão:

$$R_t = A_t q_t = A_t N_t \sigma'_{z=D} \quad (2)$$

A_t – área na base da estaca;
 q_t – resistência unitária da ponta;
 N_t – coeficiente de resistência de ponta;
 D – profundidade de incrustação;
 σ'_z – tensão efetiva na base.

2.2 – Transferência de carga

Este método permite que estacas isoladas sujeitas a cargas axiais possam ser tratadas como elementos unidimensionais tipo pilares em que um conjunto de molas verticais tem a finalidade de representar a rigidez axial da estaca e a interação desta com o solo. Para tal é necessário subdividir a estaca num número discreto de segmentos que estão unidos por molas que representam a rigidez axial da estaca. Cada um destes segmentos encontra-se ligado lateralmente a uma mola vertical que representa a resistência ao corte do solo envolvente. A resistência última da mola é uma função da interface entre o solo e a estaca, sendo habitualmente denominada de resistência lateral no dimensionamento de fundações profundas. O último segmento, no fundo, é também suportado por uma mola vertical que representa a resistência de ponta da estaca. A discretização assumida na aplicação deste método é mostrada esquematicamente na Figura 1.

Este processo permite obter, de forma iterativa, a curva de carga-assentamento através do cálculo inverso da carga que pode ser aplicada na cabeça da estaca. Isto possibilita, a cada passo, o desenvolvimento do assentamento esperado na ponta da estaca. Para cada iteração o equilíbrio vertical das forças representadas tem de ser garantido, incluindo as forças ao longo do fuste, que resultam do sistema de molas não linear, e a força na ponta da estaca, que resulta, por sua vez, da mola representativa dessa resistência. O deslocamento da cabeça da estaca é calculado para cada passo assumindo o deslocamento de cada segmento, o deslocamento assumido para a ponta da estaca (correspondente ao passo) e a deformação elástica de cada segmento (Coyle e Reese, 1966; Poulos e Davis, 1980).

“A aproximação por este método oferece uma grande flexibilidade no tratamento de solos não homogêneos e pode ser usado, em conjunto com uma função numérica apropriada, para modelar o comportamento visco-elástico do solo” (Guo, 1996).

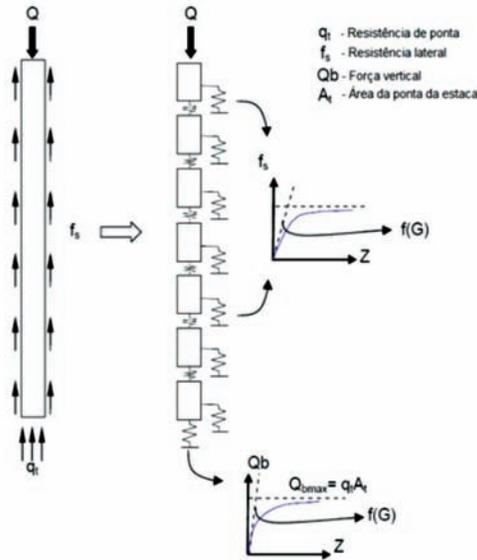


Fig. 1 – Discretização do Método da Transferência de Carga (modificado de Ruiz, 2005).

Como pode ser observado na Figura 1, o método descrito é, atualmente, baseado em dois tipos de funções de transferência de carga:

- as chamadas curvas ‘t-z’ que caracterizam a transferência de carga entre o fuste e o solo e as quais são atribuídas às molas laterais do modelo;
- a denominada curva ‘q-z’ que traduz a força na base da estaca em relação ao assentamento da mesma e a qual é atribuída à mola que está localizada na ponta da estaca.

Estas curvas são altamente dependentes do tipo de solo em que a estaca foi executada, do tipo de execução da mesma estaca e do tipo de carregamento a que esta vai estar sujeita.

De modo a simular a curva de carga-assentamento correspondente a um ensaio de carga estático, torna-se necessário introduzir no programa *UniPile*[®] (Fellenius e Goudreault, 1998) as curvas de transferência de carga ‘t-z’ e ‘q-z’, correspondentes ao fuste e à ponta, respetivamente.

O programa permite obter as curvas de duas formas distintas:

- do tipo “função”, por uma função exponencial (Figura 2a);
- do tipo “personalizada”, pela introdução de cinco pontos (Figura 2b).

Cada curva de transferência de carga do tipo exponencial (Figura 2a) é definida pela razão da resistência mobilizada pela resistência última, como função do movimento. Para tal é necessário introduzir o movimento para o qual a resistência última é mobilizada e um expoente. A equação que rege as curvas deste tipo é a seguinte:

$$\frac{R_{MOB}}{R_{ULT}} = \left(\frac{\delta_{MOB}}{\delta_{ULT}} \right)^e \quad (3)$$

R_{MOB} – resistência mobilizada;

R_{ULT} – resistência última;

δ_{MOB} – deslocamento mobilizado;

δ_{ULT} – deslocamento último;

e – coeficiente de proporcionalidade.

Já nas curvas do tipo “personalizado” (Figura 2b) é introduzido para cada um dos cinco pontos a percentagem da resistência mobilizada e o respetivo movimento.

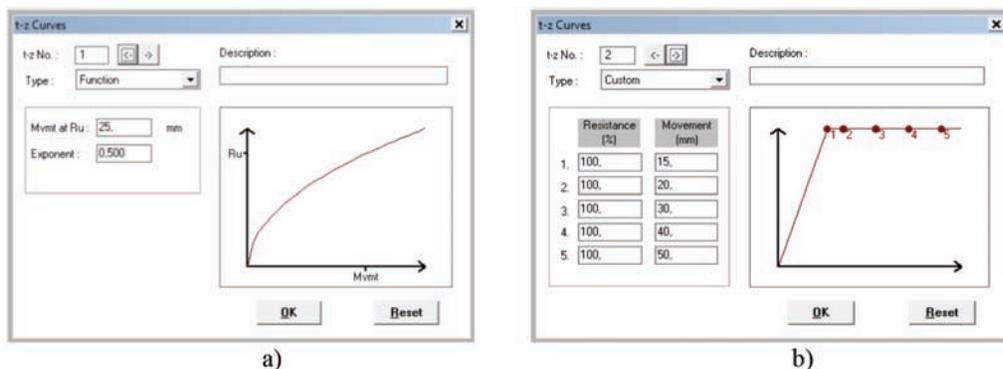


Fig. 2 – Tipos de curvas de transferência de carga no programa UniPile: a) exponencial; b) personalizada.

2.3 – Carga residual

Nos ensaios de carga estáticos realizados no campo experimental, os extensómetros foram colocados após a instalação das estacas e calibrados para iniciar a medição no momento em que se começou o ensaio.

A consequência deste procedimento é que as cargas medidas ao longo da estaca não representam as verdadeiras cargas, uma vez que não consideram as cargas de interação instaladas aquando da colocação das estacas no terreno, comumente designadas cargas residuais. Estas cargas residuais têm uma influência considerável no mecanismo de transferência de carga. No entanto, a dificuldade que existe na sua quantificação e distribuição ao longo da estaca levou a que, ao longo do tempo, fosse menosprezada a sua existência, dando origem a conceitos errados e interpretações falaciosas.

Durante décadas, a interpretação do mecanismo de transferência de carga foi feita de forma errada. Existia uma discrepância entre os resultados dos ensaios experimentais e os teóricos que durante muito tempo não tinha explicação.

Esta diferença prendia-se com o facto de os resultados experimentais mostrarem um andamento da função de transferência de carga em profundidade do tipo cúbico e não parabólico, como apresentavam os modelos teóricos. Da mesma forma o atrito lateral unitário associado deveria mostrar uma evolução linear em profundidade uma vez que seria (pelo menos em solos homogéneos) governado por tensões efetivas aproximadamente linearmente crescentes.

A razão subjacente a esta interpretação errónea prende-se com o facto de, no ensaio de carga estático, durante muito tempo, os assentamentos da estaca apenas serem medidos na cabeça da mesma, o que não permitia a aferição desta evolução. Mesmo quando se começou a instrumentar o fuste, os extensómetros eram zerados antes do início do ensaio, ou seja, as medições começavam com o valor zero, no entanto já existia uma carga instalada na estaca, associada a uma compressão da mesma, dispendo ao longo do fuste de um equilíbrio de forças de levantamento (uma carga de levantamento atuando na base da estaca, acrescida de uma carga na zona mais baixa do fuste com o terreno, a levantar a estaca) e de reação ao mesmo, na parte superior do fuste (Figura 3).

Designa-se por carga residual o valor da reação na ponta e da parte mais baixa do fuste, onde o terreno atua com forças ascendentes, estando presente em estacas que no processo de instalação criam essas forças de “engajamento”. À luz da proposta de Massad (1995), esta carga de ponta será

aqui designada por P_h e junta-se ao atrito lateral positivo (Al), que poderá existir na parte inferior da estaca, sendo o conjunto equilibrado pelo atrito lateral negativo (ar) existente na parte superior da estaca. Na Figura 3 de Fellenius (2002) apresenta-se o desenvolvimento teórico da transferência de carga numa estaca em que estejam presentes cargas residuais, permitindo uma melhor interpretação das forças em jogo. Encontra-se também representado o sistema de forças associado à atuação de uma carga P_o . Verifica-se que a reação da ponta gerada, que corresponde agora à soma da carga residual com o acréscimo de reação de ponta (Q_p') quando se impõe novas cargas, se desenvolve até se gerar o atrito lateral positivo ao longo da estaca, revertendo a carga residual existente no fuste. Associado à carga residual ao longo do fuste, existe o plano neutro. Este plano define a zona de transição do sentido das cargas residuais ao longo da estaca, situando-se normalmente entre $1/3$ e $1/2$ da altura da estaca, evoluindo a sua localização à medida que se aumenta o carregamento, até, naturalmente, coincidir com a ponta/base da estaca.

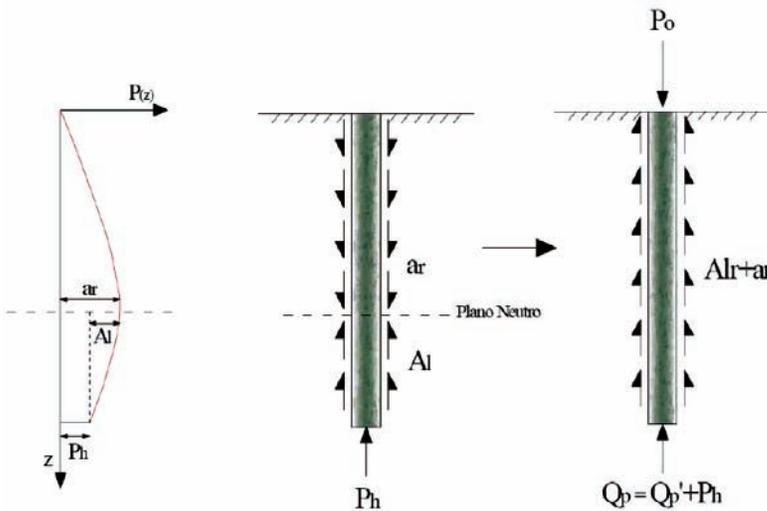


Fig. 3 – Desenvolvimento teórico em profundidade da carga residual (Fellenius, 2002).

Como já foi referido, a existência desta carga leva a que a interpretação dos resultados extraídos dos extensómetros seja falseada. De modo a melhor se compreender a sua influência é aqui descrito um caso prático, considerando uma estaca sujeita a um ensaio de carga estático, em que é mobilizada a totalidade da resistência lateral e na qual está presente a carga residual representada na Figura 4a. Os extensómetros foram ativados após a instalação da estaca e calibrados de modo a obter um valor nulo na primeira medição. Dos resultados extraídos obtém-se uma curva semelhante à representada na Figura 4b. Pode observar-se que nas condições indicadas a partir de determinada profundidade, os extensómetros não registam a existência de resistência no fuste. Este ponto indica a localização do plano neutro, ou seja, o nível em profundidade onde há inversão do sentido das cargas residuais. Este ponto poderá eventualmente estar camuflado, pois a transição pode ser feita de forma suavizada. Da soma destas duas curvas obtém-se a curva correspondente à verdadeira resistência, representada na Figura 4c. Essa curva representa o que realmente se passa ao nível da transferência de carga na estaca.

Conclui-se então que a não consideração da carga residual numa estaca em que esta exista, leva a que a resistência lateral seja sobrestimada e a resistência de ponta subestimada. A existência da carga residual torna o comportamento da estaca aparentemente mais flexível, na medida em que a resistência lateral é maior que a real, contrariamente à resistência de ponta.

As consequências de uma falha na interpretação dos resultados do ensaio de carga estático para o projeto geotécnico podem ser mais ou menos gravosas de acordo com os objetivos do projetista.

Classicamente, apareceu o conceito de “profundidade crítica”, que nasceu devido às leituras extraídas diretamente dos extensômetros inflatrem a tendência de variação, como se pode observar na Figura 4b, diminuindo até a um ponto a partir do qual deixaria de se mobilizar resistência lateral, coincidindo com o plano neutro. Esta interpretação incorreta, levava a que se considerasse o comprimento da estaca apenas até essa profundidade e que a construção abaixo desse ponto apenas traria encargos com material e mão de obra. Tal é absolutamente irrealista e pode levar ao subdimensionamento da fundação.

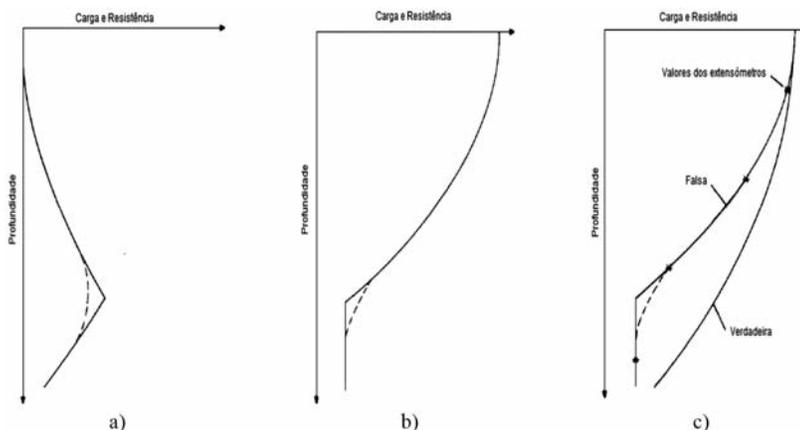


Fig. 4 – Transferência de carga considerando a carga residual: a) carga residual; b) falsa distribuição (extraída diretamente dos extensômetros); c) verdadeira distribuição (adaptado de Fellenius e Altaee, 1995).

Relativamente a inserção das cargas residuais no programa *UniPile*[®], esta é feita sob a forma de uma percentagem da resistência de ponta. Existe portanto uma exigência prévia ao utilizador que é avaliar corretamente qual a magnitude deste tipo de cargas. Da simulação da carga residual, obtêm-se as distribuições representadas na Figura 5.

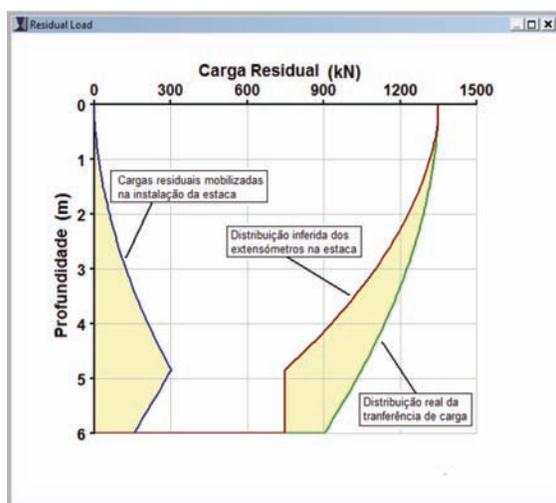


Fig. 5 – Simulação das resistências de uma estaca usando o programa *UniPile*[®].

Esta distribuição é considerada assumindo o pressuposto de que a resistência lateral ao longo da estaca é totalmente mobilizada na rotura, mas que só atua na parte superior da estaca, ou seja, iguala a resistência lateral positiva mobilizada pela carga aplicada no ensaio. Isto leva a que a carga medida nos extensómetros não se altere abaixo do ponto de equilíbrio das cargas residuais, implicando a ausência de resistência lateral nos resultados correspondentes aos medidos através dessa monitorização (falsa resistência nula). Até esse ponto, a carga residual é igual a metade da resistência lateral mobilizada. No entanto, esta situação pode não se verificar em toda a extensão da estaca. Para esses casos Fellenius aconselha a determinar o coeficiente β correspondente à verdadeira distribuição e a simulá-la. A carga residual resulta da diferença entre os resultados dos extensómetros e essa distribuição encontrada. Como este caso não é posto em questão neste trabalho, remete-se a sua pormenorização para o trabalho de Fellenius (2009).

Consequentemente, na análise dos assentamentos que ocorrem numa estaca em que estão presentes cargas residuais, verifica-se que estes são inferiores ao que se verificaria caso esta carga de instalação não existisse (Vesic, 1977). Verifica-se uma diminuição do encurtamento elástico tal como do deslocamento da ponta da estaca, conduzindo a um menor assentamento da cabeça da estaca. A Figura 6 mostra as curvas de transferência de carga no caso de existir ou não carga residual para uma mesma estaca. Pode-se verificar que para cada valor de carga aplicada (P_i), os assentamentos associados são maiores no caso em que a carga residual está ausente. Mais ainda, é possível averiguar que a carga de rotura, se definida com uma limitação de assentamento admissível, é maior no caso em que estão presentes as cargas residuais.

Conclui-se portanto que a consideração da presença das cargas residuais é sempre benéfica em termos da avaliação da resistência por critérios de limites de deformação, sendo exclusivamente necessários alguns cuidados na interpretação de provas de carga onde esta esteja presente, de modo a estimar corretamente as componentes de resistência lateral e de ponta.

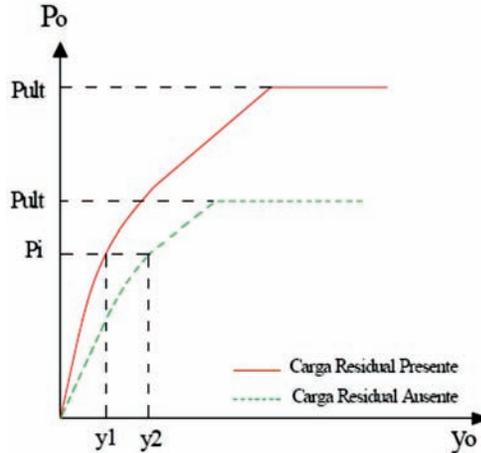


Fig. 6 – Comparação de curvas de transferência de carga na cabeça da estaca no caso de existir ou não carga residual, para uma mesma estaca.

3 – CAMPO EXPERIMENTAL FEUP/ISC'2

O Campo Experimental que, em 2003, foi desenvolvido na Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto e que se enquadrou na “2nd International Site Characterization Conference” (www.fe.up.pt/isc-2/), realizada no ano seguinte tem sido amplamente estudado e existem publicações de referência sobre o mesmo.

Uma vez que não é objetivo deste trabalho realizar um estudo geológico-geotécnico sobre o solo residual de granito, remete-se esta análise para as publicações de Viana da Fonseca (1996; 2003), Viana da Fonseca *et al.* (2004), Costa Esteves (2005), Sousa (2006) e Fernandes (2010).

As estacas usadas neste estudo são de três tipos: (i) uma estaca pré-fabricada de betão pré-esforçado com secção quadrada (350×350 mm²), comprimento igual a 6,0 m e cravada dinamicamente (será analisada a estaca designada por C1); (ii) estaca moldada (escavada) com recurso a vara *kelly* e tubo metálico, recuperado no decurso da betonagem (com designação E9), de secção circular (φ600 mm) e comprimento igual a 6,0 m; e, (iii) estaca de trado oco contínuo com betão sob pressão, vulgo CFA (estaca estudada designada por T1), também com secção circular (φ600 mm) e comprimento igual a 6,0 m - detalhe em Viana da Fonseca e Santos (2008).

4 – ANÁLISES PARAMÉTRICAS COM O PROGRAMA UNIPILE®

Nesta fase vão ser descritas as análises feitas com o programa *UniPile*®, efetuadas para cada estaca, que permitiram obter as curvas de transferência de carga do fuste e de ponta, consoante a tipologia de construção.

4.1 – Estaca pré-fabricada cravada

A análise da estaca cravada (C1) foi a que se revestiu de um maior grau de incerteza pelo facto de não ter sido possível instrumentar esta estaca. A inexistência de extensómetros ao longo da estaca não permite, por um lado, determinar explicitamente a distribuição da capacidade de carga e, por outro lado, determinar as curvas de transferência de carga referentes ao fuste e à ponta com rigor, pelo que a simulação sem ter em conta as cargas residuais toma especial relevância, uma vez que vai permitir encontrar as prováveis curvas de transferência de carga que posteriormente seriam comparadas com as curvas em que as cargas residuais já são tidas em consideração.

Numa primeira fase considerou-se que a distribuição das forças mobilizadas para carga última (limite correspondente à “capacidade de carga”) ao longo do fuste é linear e equivale a 122 kPa, ou seja, a resistência total do fuste é igual a 1016 kN. Esta hipótese extrema já tinha sido analisada em Viana da Fonseca *et al.* (2007) e tinha indicado hipoteticamente a inexistência de carga residual. Isto pode ser visto na Figura 7a, na qual a curva correspondente à ‘falsa’ simulação apresenta precisamente o desenvolvimento da resposta para a carga última para as condições referidas. Neste

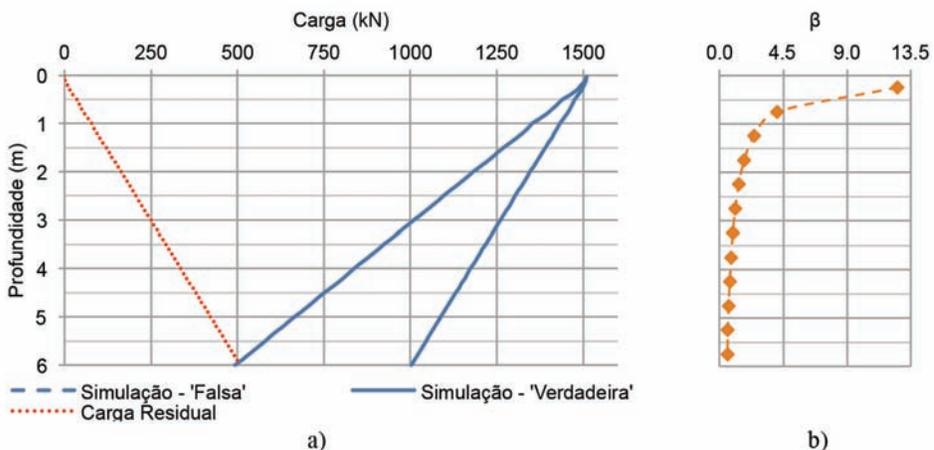


Fig. 7 – Simulação da capacidade de carga da estaca cravada C1: a) linear; b) coeficiente de atrito lateral unitário.

caso, observou-se que o valor de β diminui com a profundidade mas apresenta-se inaceitavelmente muito elevado à superfície. Relativamente à ponta, o valor de 494 kN corresponde a um valor do parâmetro N_i igual a 36.

Admitiu-se, então, à semelhança do que já havia sido feito em Viana da Fonseca *et al.* (2007), que a carga residual assumia o valor de 510 kN, estimado pela aplicação do método das duas retas modificado (Massad, 1992, 1993) obtendo-se a ‘verdadeira’ curva de capacidade de carga apresentada na Figura 7a e a respetiva evolução do coeficiente β em profundidade (Figura 7b).

Esta simulação aponta para uma resistência lateral unitária e um coeficiente N_i iguais a 45 kPa e 73, respetivamente. A carga residual foi simulada como uma percentagem da resistência encontrada para a ponta, igual a 51%. Verifica-se também que não existe ponto de transição do sentido das cargas residuais ao longo do fuste. Assim, em termos das cargas residuais, todo o fuste contraria a carga residual de ponta.

Outra possibilidade para a evolução da distribuição das forças para a carga última baseia-se na possibilidade de haver um desenvolvimento crescente da resistência lateral unitária em profundidade, de onde se obtém a evolução ‘falsa’ da distribuição das forças mobilizadas para esta carga (limite correspondente à “capacidade de carga”) representada na Figura 8. Assim, partindo dos mesmos valores da simulação anterior, ou seja, 1016 kN e 494 kN para o fuste e a ponta, respetivamente, e utilizando um valor de β constante, foi possível chegar a um β igual a 2,1 e a um coeficiente N_i de 36.

Forçando novamente a carga residual máxima, obteve-se a “verdadeira” simulação da distribuição das forças últimas, representada na Figura 8. O valor de β que permitiu encontrar esta distribuição é aproximadamente igual a 1, mantendo-se o parâmetro N_i igual a 73.

À partida pode-se dizer que o valor de β não está em concordância com os valores recomendados pelos códigos HKGEO (2005) e o CFEM da *Canadian Geotechnical Society* (1992). No entanto, esses últimos valores estão de acordo com estacas de grande comprimento, o que não é o caso dos estudos nestes trabalhos. Em estacas mais pequenas, verifica-se a situação exposta em Rollins *et al.* (2005), que indica claramente valores de β maiores à superfície, decrescendo com a profundidade. Este aspeto conjugado com o comprimento de 6 metros da estaca cravada traduz-se num valor médio de β maior, daí o valor de 1 para este parâmetro ser aceitável. Relativamente ao parâmetro N_i , o seu valor está de acordo com o parâmetro β , tendo em conta as relações apresentadas por Fellenius (2009).

Ambos os resultados mostram que o ponto de transição do sentido da carga residual se encontra aos 6 metros. Este resultado era expectável uma vez que na simulação se assumiu que a carga residual seria máxima, levando assim a que a compensação da carga ocorresse ao longo de todo o fuste.

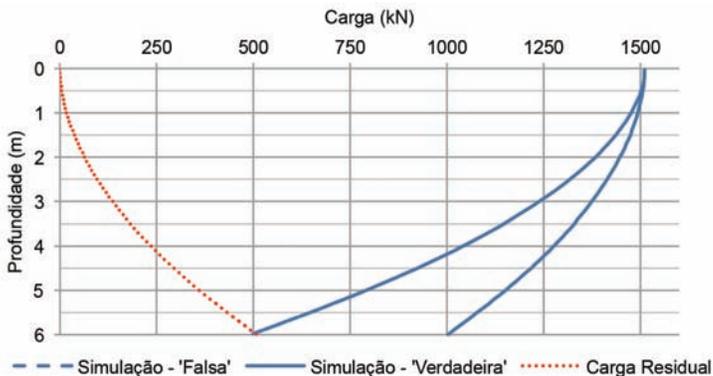


Fig. 8 – Simulação da capacidade de carga da estaca cravada C1: β constante.

Torna-se agora possível gerar as curvas de transferência de carga. Para tal, pode-se usar qualquer uma das evoluções da capacidade de carga apresentadas anteriormente, uma vez que as resistências totais, referentes ao fuste e à base, se mantêm nas duas, e a evolução da mobilização faz-se diretamente.

Como já foi referido, na estaca cravada não se dispunha de leituras de extensómetros e, como tal, não foi possível fazer a extrapolação para obter as curvas de capacidade de carga para o fuste e a base. Tendo em conta esta limitação, optou-se por fazer a simulação utilizando a curva de transferência de carga do fuste correspondente à estaca moldada E9 e adaptar a curva correspondente à ponta. Os resultados são apresentados na Figura 9.

O resultado aponta para uma mobilização quase total da resistência de ponta para um deslocamento bastante pequeno (cerca de 10 mm). Este comportamento, que para estacas “escavadas” (ou seja, sem deslocamentos no terreno) é considerado inaceitável, é válido para a estaca cravada uma vez que os efeitos da sua instalação provocam um adensamento substancial do solo, conferindo-lhe uma maior rigidez e mobilizando um valor significativo da carga residual de instalação. Assim, conclui-se que a adaptação da simulação aos resultados do ensaio é bastante boa.

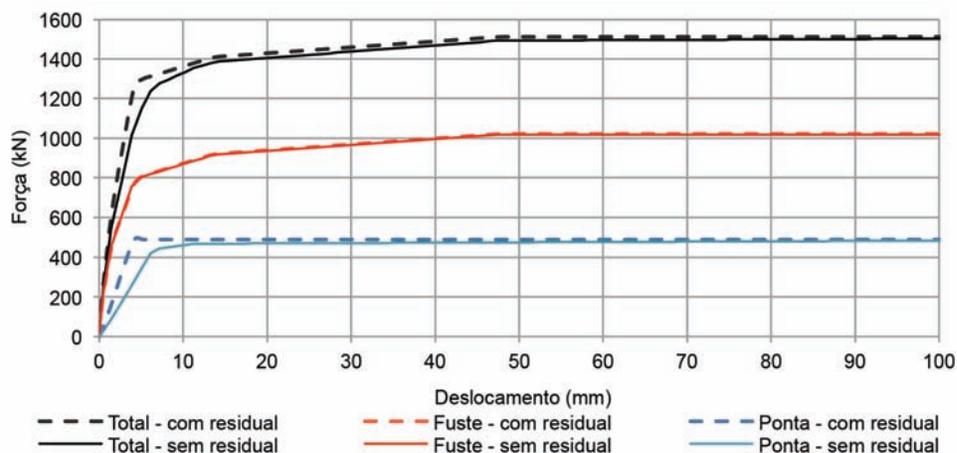


Fig. 9 – Comparação das simulações com e sem carga residual para a estaca cravada C1.

Na comparação das curvas de transferência de carga obtidas para as situações com e sem carga residual, isto é, que preveem ou não a existência de cargas “congeladas” após a cravação da estaca, verificou-se uma situação bastante interessante uma vez que os cálculos revelam, para as considerações tomadas ao longo do trabalho, que as curvas são bastante semelhantes. Apenas se nota uma maior rigidez na mobilização da ponta na situação em que a carga residual é máxima como se pode ver na Figura 9. Isto pode dever-se ao facto de, devido à estaca ser cravada, o solo apresentar maior rigidez junto da ponta, implicando que se dê a mobilização da resistência de ponta mais cedo.

4.2 – Estaca moldada com tubo recuperado

A análise da estaca moldada com recurso a vara kelly e a tubo metálico recuperado (E9), apesar de bem instrumentada, apresenta resultados extraídos dos extensómetros para as primeiras camadas pouco fiáveis, a que não é estranho o facto de o maciço terroso no primeiro metro ser um pouco heterogéneo (aterro antrópico). Optou-se então por se fazer uma aproximação da curva da distribuição das forças mobilizadas em profundidade para a carga limite (correspondente à “capa-

cidade de carga”) desta estaca moldada, semelhante à da estaca de trado contínuo (que será analisada no parágrafo seguinte). Esta aproximação surge por dois motivos:

- existem bastantes semelhanças entre estes métodos construtivos;
- os resultados dos extensómetros referentes à estaca de trado contínuo parecem ser mais fiáveis, embora não apresentem resistência no primeiro metro de estaca (muito provavelmente pela forte perturbação de terreno no primeiro metro desde a superfície, decorrente do arranque do trado com o betão já sem pressão).

Assim, nesta simulação, optou-se por não se considerar a resistência correspondente ao primeiro metro de solo, atribuindo-lhe um β igual a 0. No entanto, como a resistência lateral depende também da coesão, vai haver uma pequena variação da resistência lateral nessa faixa, mas que pode ser considerada desprezável.

Para a simulação, e uma vez que não era este o objetivo do trabalho, tomaram-se como aceitáveis os valores apresentados em Viana da Fonseca *et al.* (2007). Nesse trabalho, utilizando um modelo matemático baseado nas relações de Cambefort e desenvolvido por Massad (1992, 1993) – Método das Duas Retas Modificado (MDRM) – chegou-se a um valor de 150 kN de carga residual, para esta estaca moldada (E9).

Uma questão que se levantou durante as simulações refere-se ao facto de o programa *UniPile*® assumir que a distribuição da carga residual resulta do equilíbrio estático de forças de interação do elemento estrutural e terreno. Admitindo a mobilização total da tensão lateral, isto é, ao longo do comprimento da estaca, o atrito lateral é igual à resistência lateral unitária. Assim, na simulação do ensaio de carga estático, o valor da carga última (capacidade de carga) introduzido no programa não muda, a partir do momento em que se atinge o ponto de equilíbrio das forças mobilizadas pela presença de carga residual, implicando ausência de resistência lateral ao longo desse comprimento. Este facto levou a que se considerasse que a resistência lateral era totalmente mobilizada e que o ponto de equilíbrio da carga residual se situaria entre os 4 e os 6 metros.

O primeiro cenário assume que a resistência do solo é constante ao longo de todo o comprimento. Esta suposição leva a valores de β distintos e com uma distribuição polinomial ao longo do restante comprimento da estaca, conduzindo ao resultado apresentado na Figura 10.

Como se pode observar, na Figura 10 são apresentados dois resultados distintos para além dos resultados extraídos diretamente dos extensómetros: a “falsa” e a “verdadeira” resistência. A curva

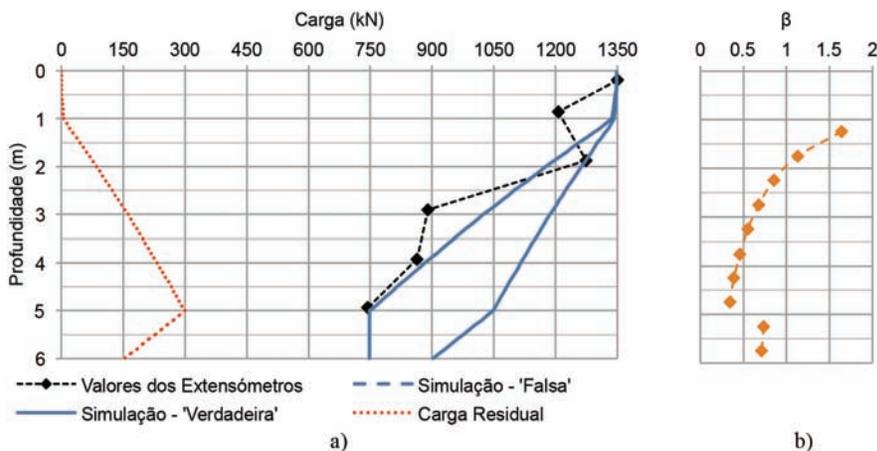


Fig. 10 – Simulação da capacidade de carga da estaca moldada E9: a) linear (com carga residual igual a 150 kN e plano neutro aos 5 metros); b) coeficiente β .

correspondente à verdadeira resistência é a que tem mais relevância. Esta indica a real distribuição da transferência de carga, em particular na rotura, ou seja, a capacidade da estaca mobilizada em profundidade, permitindo chegar aos novos valores da capacidade do fuste e da ponta. O facto de não se considerar carga residual leva a sobrestimação da resistência lateral e a uma subestimação da resistência de ponta. No entanto, o valor total da capacidade permanece inalterado. Sabe-se agora que as resistências correspondentes ao fuste e à ponta são iguais a 450 kN e 900 kN, respetivamente. Estes estão em contraponto com valores extraídos diretamente dos resultados do ensaio que são aproximadamente iguais a 600 kN e 750 kN para o fuste e ponta, respetivamente. A falsa resistência corresponde à aproximação dos valores da simulação com os extraídos dos extensómetros e surge da diferença entre a distribuição de resistência lateral e de ponta que se espera para a condição realista da presença de carga residual.

Esta aproximação é bastante razoável e encontra-se em sintonia com os resultados, mas para que o ponto de transição das cargas residuais se situasse nos 5 metros, foi necessário atribuir valores de β mais elevados na última camada, o que implicaria que esta camada teria uma resistência anormalmente muito elevada. Assim, a resistência lateral entre os 1 e os 5 metros seria de 39 kPa e de 77 kPa na restante. Esta possibilidade foi considerada muito pouco provável uma vez que não existe nenhuma evidência geotécnica, nomeadamente os resultados dos ensaios in situ (CPT, DMT, Cross-hole) realizados na vizinhança (Viana da Fonseca *et al.*, 2006), que sustente esta súbita alteração da resistência lateral. Relativamente ao fator de ponta, N_p , a capacidade encontrada remete para um valor de 28. A carga residual foi simulada impondo que esta fosse igual a uma percentagem da resistência de ponta. O facto de se querer atribuir um valor de 150 kN aponta para uma percentagem da resistência de ponta igual a 17%.

O segundo cenário reproduz uma simulação bastante semelhante à anterior mas na qual o parâmetro β continua a evoluir exponencialmente depois dos 5 metros. Nestes termos, não houve imposição de que o ponto de transição do sentido da carga residual seria aos 5 metros. Tendo em conta isto, obteve-se a curva de capacidade de carga representada na Figura 11.

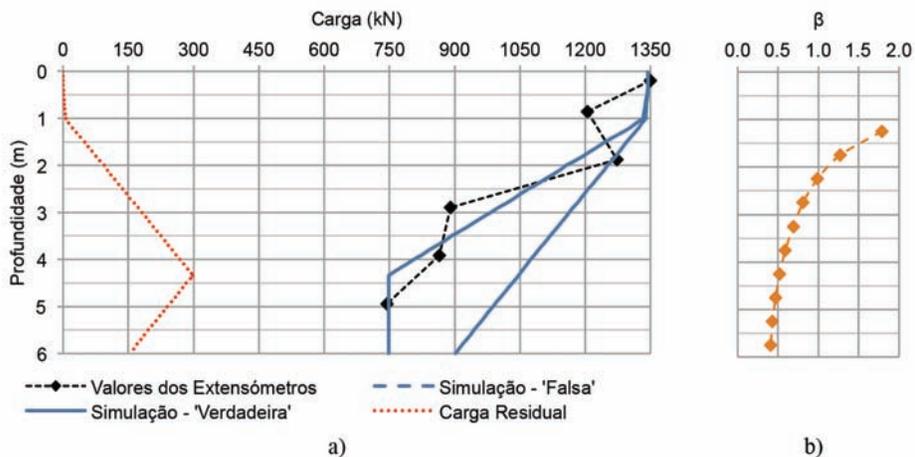


Fig. 11 – Simulação da capacidade de carga da estaca moldada E9: a) linear (com carga residual igual a 150 kN e plano neutro aos 4,3 metros); b) coeficiente β .

Analisando a Figura 11 pode-se verificar que a falsa distribuição não acompanha perfeitamente os registos dos extensómetros, em particular na zona mais profunda da estaca (entre 4 e 5 metros). No entanto, esta tendência é bastante consistente uma vez que os resultados retirados do ensaio, para esta estaca E9, não apresentam uma linearidade demarcada. Neste caso, o plano neutro encontra-se aos 4,3 metros.

Desta “verdadeira” resistência passa a deduzir-se um valor unitário da resistência lateral igual a 49 kPa. Este valor é mais aceitável, uma vez que é constante a partir da profundidade de 1 metro até ao final da estaca.

À semelhança do que já tinha sido feito na estaca cravada, aqui também se optou por apresentar uma simulação em que o valor do parâmetro β é constante, apontando para uma evolução crescente da resistência lateral unitária.

O valor de β encontrado foi de 0,63, tendo-se mantido tanto o parâmetro N_i como a percentagem necessária ao ajuste à carga residual estimada pelo MDRM. Neste caso, não houve a necessidade de considerar a resistência do primeiro metro de solo nula uma vez que os baixos valores de β nessa camada representam uma resistência muito baixa, como se pode verificar na Figura 12. Verifica-se também um acompanhamento da “falsa” resistência aos valores dos extensómetros e que o eixo neutro se encontra ligeiramente acima dos cinco metros.

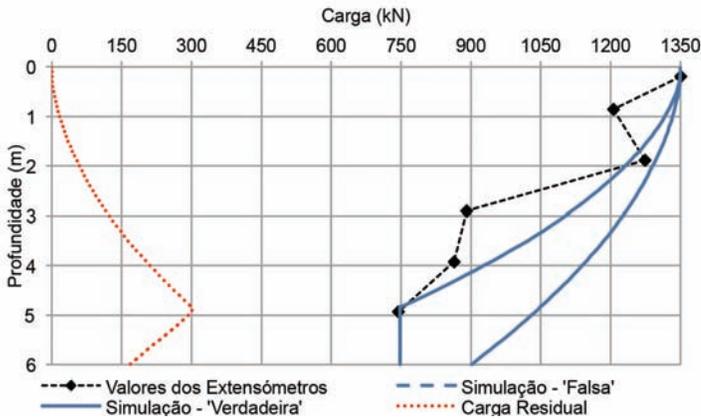


Fig. 12 – Simulação da capacidade de carga da estaca moldada E9: β constante (com carga residual igual a 150 kN).

Uma vez que as simulações anteriores garantem a mesma capacidade para o fuste e a ponta e a carga residual é igual em todas, é possível gerar as curvas de transferência de carga utilizando qualquer uma das distribuições. Para a simulação das curvas de transferência de carga utilizou-se o método seguinte: a curva referente à ponta é definida utilizando o parâmetro “ e ” e a referente ao fuste é delimitada através de 5 pontos. O resultado é apresentado na Figura 13 e confronta os resultados do ensaio estático, que não tiveram em conta as cargas residuais, com a simulação que tem em conta a presença dessas cargas. Em princípio, se tivesse havido a possibilidade de calibrar os extensómetros no início do ensaio de carga estático, estas seriam as curvas obtidas.

A curva ‘q-z’ mostra ter um crescimento suave sem ter um valor de pico distinto, apresentando um valor da carga à cabeça igual a 670 kN para um movimento de 100 mm.

Uma evidência extraída destes resultados é o facto de o fuste apresentar um amortecimento da resistência lateral para um movimento da cabeça da estaca de, aproximadamente, 13 mm, no qual é atingido o máximo de 600 kN decrescendo para 494 kN até aos 100 mm. Os resultados extraídos diretamente dos extensómetros não apontavam para tal, acredita-se que por falta de capacidade de registo deste amortecimento. Este facto pode dever-se a uma cedência da resistência de “pico”, ou alguma perda de estrutura ainda preservada do terreno envolvente (mantida ainda por alguma rugosidade ao longo do fuste), que deixa de se mobilizar para grandes deformações.

Depois de se ter analisado a estaca moldada, garantindo sempre uma carga residual igual a 150 kN, foi levantada uma questão: será que a carga residual pode tomar outro valor de modo a que garanta uma correta distribuição?

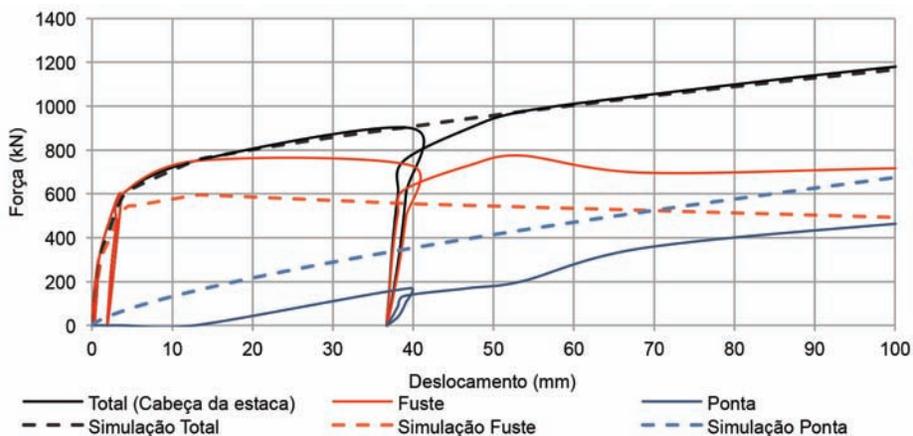


Fig. 13 – Simulação das curvas de transferência de carga – estaca moldada E9 (carga residual igual a 150 kN).

A próxima modelação visa tentar encontrar o valor dessa carga residual para a que se pensou ser a distribuição da falsa resistência mais correta. Esta distribuição acompanha os resultados dos extensómetros de forma linear entre as profundidades de 1 e de 5 metros, ficando o ponto de transição das cargas residuais aos 5 metros. Na Figura 14 esquematiza-se este exercício.

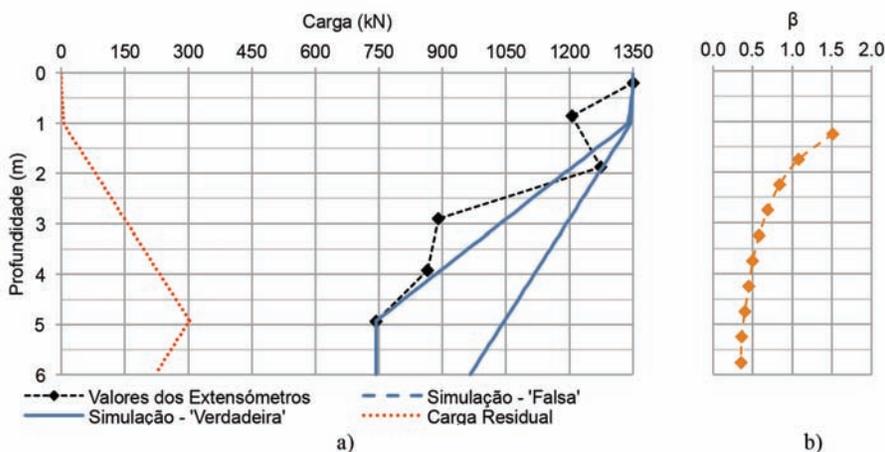


Fig. 14 – Simulação da capacidade de carga da estaca moldada E9: a) linear (com carga residual igual a 220 kN e plano neutro aos 5 metros); b) coeficiente β .

Relativamente à carga de ponta, foi necessário utilizar um parâmetro N , igual a 30 e para a resistência lateral utilizaram-se os valores de β indicados na Figura 14b. Estes parâmetros conduziram a um valor total da resistência de ponta e lateral igual a 966 kN e 384 kN, respetivamente. A resistência lateral unitária é aproximadamente igual a 40 kPa.

A carga residual encontrada é igual a 220 kN, o que corresponde a 23% de resistência de ponta.

Na Figura 15 mostra-se a simulação das curvas de transferência de carga referentes a este caso. Verificam-se diferenças na curva correspondente à ponta. Esta apresenta agora uma carga à cabeça de praticamente 700 kN para um movimento de 100 mm.

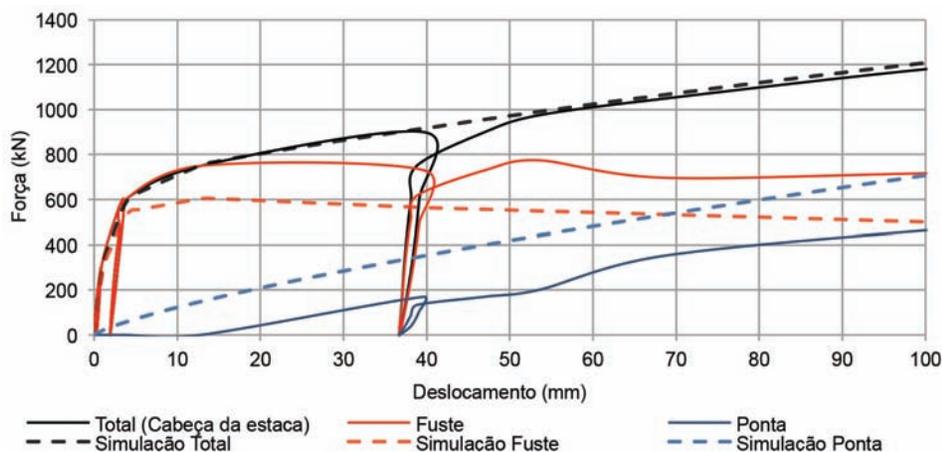


Fig. 15 – Simulação das curvas de transferência de carga - estaca moldada E9 (carga residual igual a 220 kN).

4.3 – Estaca de trado contínuo (CFA)

A estaca de trado contínuo (designada por T1) foi a que apresentou os resultados mais fiáveis, mostrando haver uma linearidade entre todos os valores retirados dos extensómetros, exceto no primeiro, para o último ciclo de carregamento. O facto de não haver diferença na carga entre o primeiro e o segundo extensómetro, indicando a ausência de resistência lateral, pode dever-se a perturbações (desconfinamento, etc.) no primeiro metro de solo, como aliás já se havia verificado na estaca moldada. Mais uma vez, nesta estaca também se levantou o problema da incerteza da extrapolação dos resultados para a ponta (base) da estaca.

Procedeu-se então às simulações relativas à estaca de trado contínuo tendo em conta as cargas residuais e que vão permitir encontrar os parâmetros β e N_i que mais realisticamente definem a capacidade de carga da estaca. À semelhança do que já foi apresentado para a estaca moldada, foi usado o valor da carga residual proposto no trabalho de Viana da Fonseca *et al.* (2007), à luz do Método das Duas Retas Modificado (Massad, 1992, 1993) e que é igual a 150 kN.

Na primeira simulação forçou-se, para além da carga residual, a posição do plano neutro para que se situasse à profundidade de 5 metros e que a resistência ao longo do fuste se distribuisse de forma linear entre as profundidades de 1 a 5 metros. Posto isto, obteve-se a distribuição apresentada na Figura 16.

Pode observar-se que a “falsa” resistência (a que simula o registo dos extensómetros) acompanha os resultados do ensaio no 5º ciclo do carregamento até aos 5 metros de profundidade. A partir desse ponto até ao fim da estaca (a 6 metros), o resultado não apresenta resistência lateral, indicando que o plano neutro se encontra a essa profundidade.

Relativamente à verdadeira resistência, o resultado não foi muito bom. Verifica-se que, de modo a situar o plano neutro à profundidade indicada, há necessidade de aumentar a resistência lateral unitária a partir dessa profundidade. Entre 1 e 5 metros a verdadeira resistência lateral unitária passa a ser de 35 kPa. A partir desse ponto até ao final da estaca, assume o valor de 65 kPa. Como já tinha sido referido para a estaca moldada, não existe nenhuma relevância geotécnica que aponte para tal e como tal não é muito realista. Por seu lado, a ponta da estaca apresenta uma capacidade de 770 kN, correspondendo a um valor de N_i igual a 23,5, também pouco razoável.

Tendo em conta o referido simulou-se outra distribuição, na qual não se admitiu que a posição do eixo neutro se encontraria à profundidade de 5 metros. O ponto de transição do sentido da carga residual subiu para os 4,55 metros de profundidade, fazendo com que a simulação da falsa resis-

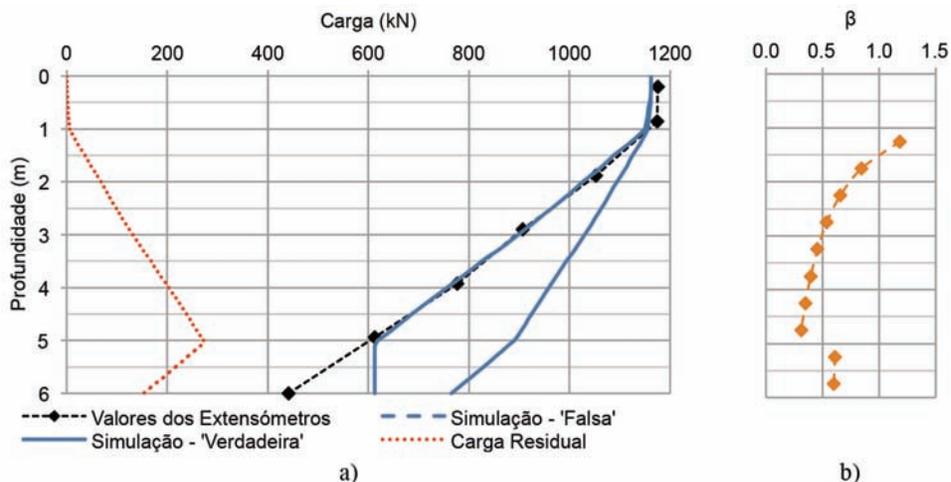


Fig. 16 – Simulação da capacidade de carga da estaca de trado T1: a) linear (carga residual igual a 150 kN e plano neutro aos 5 metros); b) coeficiente β .

tência não acompanhasse os valores dos extensômetros, ao contrário do que tinha acontecido na estaca moldada, em que não havia uma linearidade marcada nos resultados dos mesmos.

Mesmo assim, apesar destas incongruências, optou-se por simular as curvas de transferência de carga correspondentes, que são apresentadas na Figura 17. A simulação da curva de transferência de carga relativa ao fuste foi conseguida utilizando 5 pontos e para simulação da curva correspondente à ponta utilizou-se um valor do parâmetro “e” de 0,3.

Pode-se observar que a curva de transferência de carga total se encontra em concordância com a curva extraída do ensaio de carga estático. No entanto, as curvas correspondentes tanto ao fuste como à ponta são bastante diferentes das obtidas sem a consideração da carga residual, representando bem as calculadas a partir da instrumentação direta do ensaio de carga estático.

As curvas simuladas seriam, em princípio, as obtidas caso se tivesse tido a possibilidade de “zerar” os extensômetros, de modo a apenas se extrair diretamente a curva que reflete a interação solo-estaca desde o seu processo construtivo (instalação).

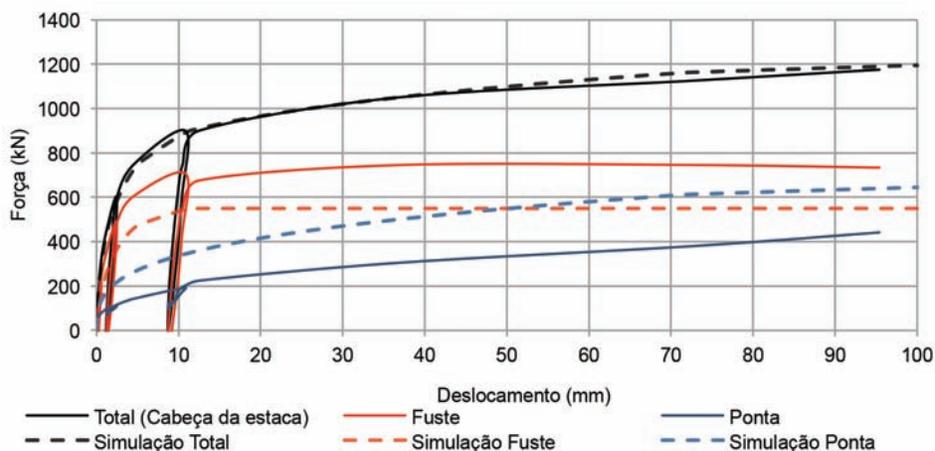


Fig. 17 – Simulação das curvas de transferência de carga – estaca de trado T1 (carga residual igual a 150 kN).

Outra possibilidade estudada refere-se à não consideração do valor da carga residual proposto pelo MDRM de 150 kN. Assim, impondo o ponto de transição das cargas residuais aos 5 metros e uma carga lateral unitária constante até esse ponto, procura-se estimar qual a carga residual que permitiria chegar a estes pressupostos.

Partindo sempre do pressuposto que existe uma mobilização total da resistência lateral, encontrou-se uma carga residual de 205 kN, correspondendo a 25% da resistência de ponta. Esta carga permitiu que a simulação da falsa resistência acompanhasse os valores dos extensômetros e que a verdadeira resistência fosse linear desde um metro de profundidade até ao fim da estaca. Esta hipótese está em boa concordância com a caracterização geotécnica.

Segundo a verdadeira resistência, o fuste apresenta uma capacidade de 355 kN, correspondendo a uma resistência lateral unitária de 36 kPa a partir da profundidade de 1 metro até ao final da estaca. Os valores do parâmetro β encontram-se discriminados em profundidade na Figura 18b. Relativamente à ponta passa-se a ter uma capacidade de 820 kN, correspondendo a um valor de N_t igual a 25.

A simulação do ensaio de carga estático é que não permitiu obter resultados tão perfeitos. Para simular as curvas de transferência de carga utilizaram-se as formas das curvas do ensaio anterior. Na Figura 19, pode-se observar que a curva de transferência de carga total apenas acompanha os resultados do ensaio até aos 10 mm. Para as cargas seguintes, e pós-ciclo de carga-descarga, os resultados simulados são ligeiramente superiores aos extraídos do ensaio, a que não é estranho os fenómenos de endurecimento – amolecimento por carga e descarga. Assim mesmo verifica-se que a ponta apresenta uma capacidade ligeiramente superior resultado de alguma rigidificação pós-ciclos, mas sobretudo denotando um amortecimento da resistência lateral depois do ciclo, à semelhança do que já tinha sido encontrado para a estaca moldada mas agora de forma mais pronunciada. Tal comportamento é lógico e substanciado, já que em se tratando de um carregamento pós-ciclo pode ter-se acelerado a evolução para a resistência lateral, ou seja, a volume constante.

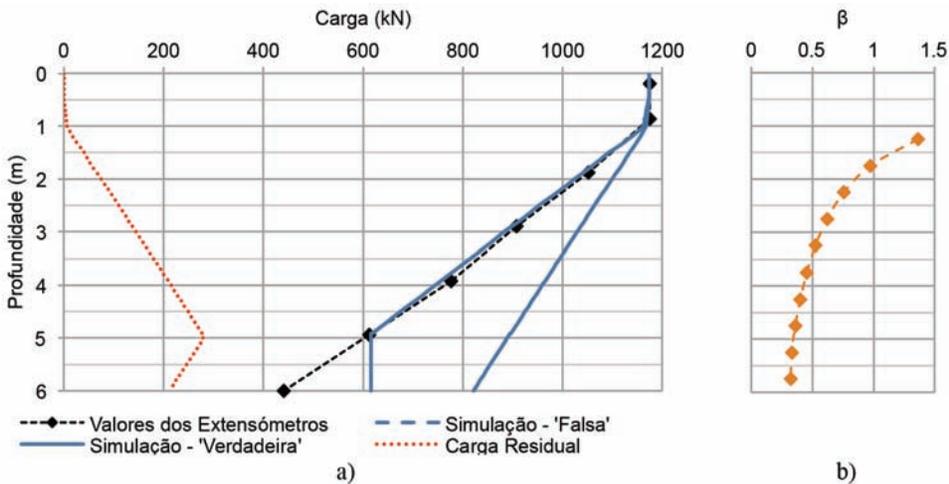


Fig. 18 – Simulação da capacidade de carga da estaca de trado T1: a) linear (carga residual igual a 205 kN); b) coeficiente β .

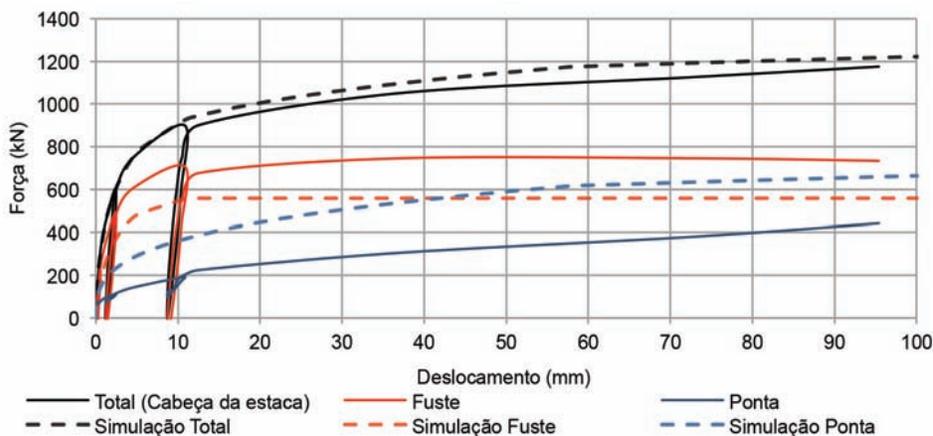


Fig. 19 – Simulação das curvas de transferência de carga – estaca de trado T1 (carga residual igual a 205 kN).

5 – CONSIDERAÇÕES FINAIS

Neste trabalho foram analisados os três tipos de estacas que foram executados no Campo Experimental da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (FEUP) no âmbito do “International Pile Prediction Event” realizado entre 2003 e 2004 aquando da Conferência Internacional “ISC’2” organizado na FEUP em 2004 (detalhes em Viana da Fonseca e Santos, 2008). Na análise que aqui se explorou foi utilizado o programa *UniPile* da *Unisoft*[®] e teve-se sempre presente trabalhos publicados anteriormente com análises diversas sobre o comportamento destas estacas.

Uma primeira abordagem refere-se à capacidade de carga da estaca. O programa permitiu diversas hipóteses para a resolução do problema, tais como a consideração de uma resistência lateral unitária constante ou crescente e a consideração ou não de cargas residuais, tão importantes na correta avaliação das curvas de transferência de carga pelo fuste e pela ponta da estaca. Ficaram bem explícitas as implicações que uma incorreta avaliação das cargas residuais criadas no decurso da construção/instalação das estacas (ou pior, a sua não consideração) têm numa inexata (“falsa”) avaliação da distribuição das cargas mobilizadas ao longo do fuste e na ponta e, particularmente, na carga limite última (o que corresponde às resistências pelo fuste e pela ponta).

Um dos objetivos primordiais deste trabalho foi encontrar, para cada estaca, as curvas de transferência de carga expectáveis, caso se tivesse o cuidado de “zerar” os extensómetros previamente à instalação de qualquer elemento introduzido no terreno (sejam os tubos ou outros elementos de escavação, sejam os próprios elementos pré-fabricados). Só assim se poderia determinar diretamente as cargas residuais.

Procurou-se fornecer informação que permite a análise de ensaios em protótipos (seja em investigação, seja em projeto), conduzindo o especialista em geotecnia, em particular de fundações especiais, a melhor compreender os fenómenos envolvidos na transferência de carga.

6 – AGRADECIMENTOS

Os autores querem agradecer ao Prof. Bengt Fellenius pelas trocas de opiniões e pela cedência do programa de cálculo, por via da UniSoft. Este trabalho enquadra-se nas atividades do centro de investigação CEC-FEUP, da Fundação para a Ciência e Tecnologia, e foi desenvolvido no âmbito do projeto PTDC/ECM/70505/2006, “Large Diameter Piles Under Axial Loading”. Os ensaios das

estacas realizados no CEFEUP só foram possíveis pela preciosa ajuda financeira e logística das empresas Mota-Engil, SA – Direções de Fundações Especiais e de Geotecnia; Teixeira Duarte S.A.; Sopecate, S.A.; Tecnasol FGE, S.A. e A. M. Mesquita & Filhos.

7 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Canadian Geotechnical Society (1992). *Canadian foundation engineering manual (CFEM)*. 3rd ed. BiTech Publishers, Richmond, B.C.
- Coyle, H.M.; Reese, L.C. (1966). *Load Transfer for Axially Loaded Piles in Clay*. Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, 92(2), pp. 1-26.
- Costa Esteves, E.F.M. (2005). Ensaios e Análise de Resposta de Estacas em Solo Residual do Granito Sob Acções Verticais. Tese de Mestrado - FEUP, Porto, Portugal.
- Fellenius, B.H. (2002). *Determining the true distribution of load in piles*. ASCE, International Deep Foundation Congress, An International Perspective on Theory, Design, Construction, and Performance, Geotechnical Special Publication No. 116. Orlando, Florida, February 14 - 16, Vol. 2, pp. 1455-1470.
- Fellenius, B.H. (2009). *Basics of Foundation Design*. Editor, Electronic Ed. [www.fellenius.net, consultada em março de 2010].
- Fellenius, B.H.; Altaee, A.A. (1995). *Critical depth: how it came into being and why it does not exist*. Proceedings ICE Geotechnical Engineering. Vol. 113, pp. 107-111.
- Fellenius, B.H.; Goudreault, P.A. (1998). *UniPile user manual*. Version 4.0. UniSoft Ltd., Calgary, Alberta.
- Fellenius, B.H.; Santos, J.A.; Viana da Fonseca, A. (2007). *Analysis of piles in a residual soil – The ISC'2 prediction*. Can. Geotech. Journal, 44(2), 201-220, NCR Research Press, Canada.
- Fernandes, D. (2010). *Definição de Curvas de Transferência de Carga de Estacas em Solo Residual do Granito*. Tese de Mestrado. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Guo, W.D. (1996). *Analytical and Numerical Solutions for Pile Foundations*, PhD Thesis, Department of Civil Engineering, The University of Western Australia.
- HKGEO (2005). *Foundation design and construction*. Draft ed., Government of Hong Kong.
- Massad, F. (1992). Sobre a interpretação de provas de carga em estacas, considerando as cargas residuais na ponta e a reversão do atrito lateral. Parte I: solos relativamente homogêneos. Solos e Rochas, Vol. 15, nº 2, pp. 103-115.
- Massad, F. (1993). Sobre a interpretação de provas de carga em estacas, considerando as cargas residuais na ponta e a reversão do atrito lateral. Parte II: estaca embutida em camada mais resistente. Solos e Rochas, Vol. 16, nº 2, pp. 93-112.
- Massad, F. (1995). *Pile analysis taking into account soil rigidity and residual stresses*. Proc. Xth Panamerican Congress on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Guadalajara, México, Nov/1995, vol. 2, pp. 1199-1210.
- Poulos, H.G.; Davis E.H. (1980). *Pile foundation analysis and design*, John Wiley, New York.
- Rollins, K.M.; Clayton, R.G.; Mikesell, R.C.; Blaise, B.C. (2005). *Drilled shaft side friction in gravelly soils*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 131(8), ASCE, pp. 987–1003.

- Ruiz, M.E. (2005). Study of Axially Loaded Post Grouted Drilled Shafts Using CPT Based Load Transfer Curves. Tese de Mestrado, Universidade de Porto Rico.
- Sousa, C.T. (2006). Ensaios e Análise de Resposta de Estacas em Solo Residual do Granito sob Acções Horizontais. Tese de Mestrado. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Vesic, A.S. (1977). *On the Significance of Residual Loads for Load Response of Piles*. IX International Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering, vol.3, Stockholm, pp. 373-379.
- Viana da Fonseca, A. (1996). Geomecânica dos solos residuais do granito do Porto. Critérios para dimensionamento de fundações directas. Dissertação de Doutoramento, Faculdade de Engenharia do Porto.
- Viana da Fonseca, A. (2003). *Characterizing and deriving engineering properties of a saprolitic soil from granite in Porto*. Tan et al. (Eds.) Characterization and Engineering Properties of Natural Soils. Sweets & Zeitlinger. Lisse, pp. 1341-1378.
- Viana da Fonseca, A.; Matos Fernandes, M.; Cardoso, A.S. (1997). *Interpretation of a footing load test on a saprolitic soil from granite*. Géotechnique, vol.47, no. 3, pp.663-651.
- Viana da Fonseca, A.; Costa Esteves, E.F.M.; Santos, J. (2004). *Ensaios de carga verticais em estacas executadas em solo residual do granito*. Atas do SEFE V (Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia). São Paulo, Brasil.
- Viana da Fonseca, A.; Carvalho, J.; Ferreira, C.; Santos, J.A.; Almeida, F.; Pereira, E.; Feliciano, J.; Grade, J.; Oliveira, A. (2006). *Characterization of a profile of residual soil from granite combining geological, geophysical, and mechanical testing techniques*. Geotechnical and Geological Engineering, 24, pp. 1307–1348.
- Viana da Fonseca, A.; Santos, J. (2008). International Prediction Event. Behaviour of Bored, CFA and Driven Piles in Residual Soil. ISC'2 experimental site. 699 p. Pub. Univ. of Porto (FEUP) & Tech. Univ. of Lisbon (IST-UTL).
In: <http://paginas.fe.up.pt/sgwww/labgeo/pdf/Book-IPPE-Piles-ISC2.pdf>
- Viana da Fonseca, A.; Santos, J.A.; Costa Esteves, E.F.M.; Massad, F. (2007). *Analysis of Piles in Residual Soil from Granite Considering Residual Loads*. Soils and Rocks, 26/01/2007, São Paulo, pp.63-80.

CONTRIBUIÇÃO AO PROJETO DE FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS DE AEROGERADORES ASSENTES NAS AREIAS DE DUNAS DO LITORAL CEARENSE

Contribution to the design of shallow foundations of wind generators founded in dune sands at the sea shore of the Ceará State

Alfran Sampaio Moura*

Renato Pinto da Cunha**

Maria Cascão Ferreira de Almeida***

RESUMO – O artigo avalia metodologias de projeto de fundações superficiais de aerogeradores assentes em areia de duna, a partir do estudo de caso de um aerogerador localizado no litoral cearense. Para isso, os ventos locais são inicialmente caracterizados. Em seguida, realiza-se, em campo, um monitoramento estrutural e um modelo reduzido é ensaiado em túnel de vento. O solo de apoio das fundações é caracterizado em laboratório por ensaios básicos, oedométricos e de cisalhamento direto. Em campo, realizam-se sondagens à percussão, com medida de energia e torque e ensaios pressiométricos. Esforços nas fundações do aerogerador estudado, estimados de diferentes formas, são comparados. Metodologias utilizadas para estimar a vibração da fundação são avaliadas. A faixa de variação da frequência de vibração obtida foi ampla, no entanto, observou-se a ausência de ressonância. Foi observado que a redução da velocidade máxima de operação do aerogerador proporcionaria considerável redução de custos de sua fundação.

SYNOPSIS – This paper assesses the design methodologies for shallow foundations of wind generators founded in sand dunes. It derives its data from the study of a case history located in the sea front area of the Ceará State. The described research initially characterized the local wind regime, with subsequent analyses of structural instrumentation at field and small scale tests in wind tunnel. The soil at foundation level was fully characterized in laboratory by general geotechnical tests, together with oedometric and direct shear ones. Standard penetration tests were carried out on site, with energy and torque measurements, besides prebored pressuremeter tests. The foundation loads from the studied wind generator were estimated and compared by distinct theoretical approaches. Methodologies to derive the foundation's vibration were also employed and compared. The obtained range of variation of the foundation's vibration frequency was large, but without any resonance. It was also noticed that the decrease of the maximum operation velocity of the wind generator would allow for a considerable reduction on the foundation costs.

PALAVRAS CHAVE – Fundações, aerogerador, ensaios de campo.

* Professor Adjunto, Eng. Civil, D.Sc., Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Departamento de Engenharia Hidráulica e Ambiental, Universidade Federal do Ceará, Fortaleza-CE, Brasil. E-mail: alfransampaio@ufc.br

** Professor Associado, Eng. Civil, Ph.D., Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília-DF, Brasil. E-mail: rpcunha@unb.br / www.geotecnia.unb.br/gpfees.

*** Professor Adjunto, Eng. Civil, D.Sc., Departamento de Mecânica Aplicada e Estruturas, Escola Politécnica da Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro-RJ, Brasil. E-mail: mariacascão@globocom

1 – INTRODUÇÃO

A energia eólica é uma fonte inesgotável de energia que utiliza o vento como fonte de energia elétrica e que, devido ao acelerado desenvolvimento tecnológico dos últimos anos, vem se tornando cada vez mais competitiva. No Brasil, o interesse pela exploração de energia eólica para produção de eletricidade é recente e o Estado do Ceará vem sendo considerado uma das melhores regiões do mundo para o aproveitamento eólico, não apenas pelo potencial dos ventos alísios, como também pela crescente demanda de energia resultante de seu desenvolvimento econômico e, em função disto, tem recebido um número considerável de usinas ao longo de sua costa.

O padrão de aerogeradores utilizados para geração de energia elétrica na atualidade é o seguinte: eixo horizontal fixo, três pás, alinhamento ativo, gerador de indução e estrutura não-flexível. Mais recentemente, observa-se a utilização de componentes bastante flexíveis que proporcionam elevadas amplitudes de vibração provocando grandes forças inerciais e, em alguns casos, instabilidades. Neste contexto, a obtenção das cargas de projeto é uma questão crucial nos projetos estruturais dos aerogeradores.

Em projetos de fundações superficiais de aerogeradores interessa a determinação, além dos parâmetros de resistência e de deformabilidade, dos parâmetros dinâmicos dos solos. Dessa forma, os ensaios sísmicos se destacam por serem os únicos a possibilitarem a obtenção do módulo de cisalhamento máximo (G_{max}). Alternativamente, pode-se utilizar correlações com resultados de ensaios de campo de grandes deformações.

As respostas dos solos sujeitos às solicitações dinâmicas podem ser previstas pela utilização de modelos que, quase sempre, utilizam o módulo de cisalhamento dinâmico (G) e o coeficiente de Poisson (ν). Devido à pequena sensibilidade do coeficiente de Poisson em problemas geotécnicos, é prática comum a adoção de um valor de ν com base no tipo de solo e uma atenção especial é dada apenas na caracterização do G .

O módulo de deformação cisalhante pode reduzir em mais de dez vezes ao se passar de uma amplitude de deformação cisalhante da ordem de $10^{-3}\%$ para 1%. Dessa forma, a avaliação do módulo de deformação cisalhante deve ser compatível com o nível de deformação de cada problema específico.

Em projetos de fundações de edifícios convencionais, os requisitos que devem ser verificados são: o elemento estrutural apresentar segurança quanto à ruptura, o solo de apoio às fundações não apresentar ruptura e os recalques serem compatíveis com a estrutura da edificação. Para fundações de máquinas, que é o caso das fundações dos aerogeradores, além dessas, deve-se verificar se há risco de ressonância e se a amplitude de vibração das fundações não ultrapassa limites danosos ao funcionamento das máquinas.

Os métodos de cálculo da frequência de vibração das fundações superficiais de máquinas podem ser agrupados em empíricos, solo como um semi-espaço elástico, solo como um conjunto de molas lineares sem peso e os métodos numéricos. A estimativa dos movimentos, que tanto podem ser de translação como de rotação, do sistema máquina-fundação-solo é mais comumente realizada pelo método em que o solo é considerado homogêneo, isotrópico, elástico e semi-infinito (Richart *et al.*, 1970) e o método em que o solo é substituído por molas lineares sem peso (Barkan, 1962). Os métodos empíricos são os indicados apenas em análises preliminares.

O presente artigo tem por objetivo avaliar algumas das principais metodologias de projeto de fundações superficiais de aerogeradores assentes em areia de duna, a partir do estudo de caso de um aerogerador da usina eólica da Taíba-CE.

2 – CARACTERIZAÇÃO GEOLÓGICA

A área estudada encontra-se localizada na praia da Taíba, situada no município de São Gonçalo do Amarante, que limita-se a leste com a Região Metropolitana de Fortaleza, RMF, e encontra-se a cerca de 60 km da capital do Estado do Ceará (Figura 1).

O local em estudo está situado sobre uma larga faixa clara de dunas, sobre os sedimentos da Formação Barreiras. São dunas edafizadas ou páleo-dunas, formadas por areias bem selecionadas, de granulação fina a média, por vezes siltosa, quartzosas e/ou quartzo-feldspáticas, com tons amarelados, alaranjados ou acinzentados. São sedimentos inconsolidados, embora em alguns locais possam apresentar um certo grau de coesão. Trata-se de uma geração mais antiga de dunas que podem atingir 30 m de altura, apresentando processos pedogenéticos, com a consequente fixação de revestimento vegetal de maior porte. As espessuras variam de 15 m, próximo à linha da costa, com progressiva redução em direção ao interior e com as formas dissipadas em algumas áreas.

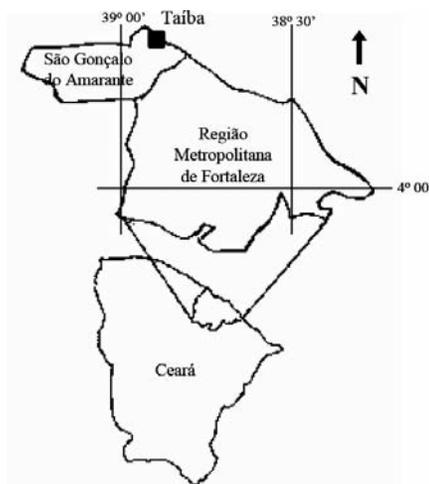


Fig. 1 – Localização do Município de São Gonçalo do Amarante.

A formação Barreiras distribui-se como uma faixa de largura variável acompanhando a linha da costa e à retaguarda dos sedimentos eólicos. Por vezes aflora na linha de praia, formando falésias vivas. Na porção oriental da região metropolitana de Fortaleza chega a penetrar até cerca de 30 km em direção ao interior, constituindo o trecho mais largo da faixa. É estratificamente intercalada entre as rochas que constituem o embasamento cristalino e as dunas e aluviões recentes (Lima, 1976). Sua espessura também é bastante variável, porém as maiores espessuras ocorrem próximo à costa e atingem no máximo 50 m (Brandão, 1995). Os sedimentos são areno-argilosos, não ou pouco litificados, muitas vezes de aspecto mosqueado, com granulação variando de fina a média e contendo intercalações de níveis conglomeráticos.

3 – CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA

As características geotécnicas do solo de apoio das fundações de um aerogerador de uma usina eólica situada no município de São Gonçalo do Amarante – CE foram determinadas a partir de um programa de ensaios de laboratório e de uma campanha de ensaios de campo.

O programa de ensaios de laboratório constou de ensaios de caracterização e ensaios especiais. A caracterização foi realizada através de análises granulométricas, determinação da densidade real dos grãos, índices de consistência e determinação do índice de vazios máximo e mínimo. Os ensaios especiais realizados foram ensaios oedométricos e de cisalhamento direto. As amostras de solo utilizadas para os ensaios de laboratório foram coletadas em quatro furos, nas profundidades de 2, 5 e 9 m, situados nas proximidades do aerogerador nº 7 da referida usina eólica. Adicionalmente, determinou-se *in situ* a umidade natural e a densidade natural do solo estudado.

Com relação aos ensaios de campo, realizou-se uma campanha de sondagens à percussão (SPT), com medida de energia e torque, e ensaios pressiométricos (PMT), com um equipamento do tipo Ménard, posicionados de acordo com a ilustração da Figura 2.

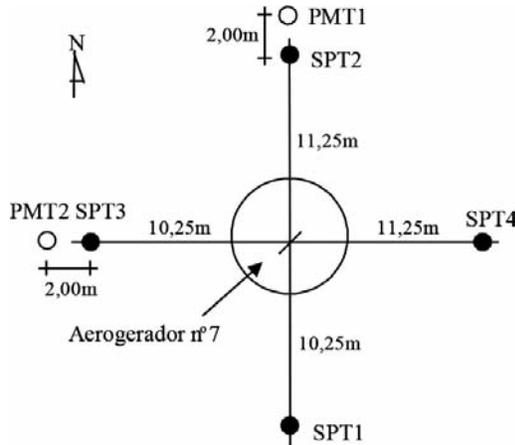


Fig. 2 – Localização dos ensaios de campo realizados.

3.1 – Ensaios de laboratório

Com relação aos ensaios de índices físicos realizados, os valores encontrados para os limites de liquidez e de plasticidade, para todas as amostras ensaiadas, foram nulos.

De acordo com o Sistema Unificado de Classificação de Solos (SUCS), as amostras ensaiadas correspondem ao grupo SP, ou seja, a areia mal graduada, com pouca quantidade de finos. O diâmetro médio das partículas do solo (D_{50}) é de 0,25 mm e o coeficiente de uniformidade (C_u), ou seja, a relação entre os diâmetros correspondentes a 60% e a 10% é de 1,8 indicando se tratar de um solo de granulometria muito uniforme.

A densidade real dos grãos (δ) foi determinada através da realização de três ensaios, de acordo com a ABNT (1984). O valor médio obtido foi de 2,61. O resultado obtido encontra-se nos limites de 2,58 e 2,63 determinados por Cavalcanti (1998) para as areias marinhas da Região Metropolitana de Fortaleza.

Os índices de vazios máximo (e_{max}) e mínimo (e_{min}) para o solo estudado foram estimados em 0,85 e 0,59, respectivamente. Os valores encontrados são ligeiramente superiores aos típicos valores apresentados por Souza Pinto (2000) e aproximam-se mais do caso de areias mal graduadas e de grãos arredondados. Por outro lado, esses valores enquadram-se perfeitamente no caso de areias limpas e uniformes apresentado por Lambe e Whitman (1976).

A umidade natural do solo variou de 1,5 a 3,1% e foi determinada com um Speedy com amostras de 20 g. A densidade in situ foi determinada utilizando-se o método do frasco de areia em dois ensaios realizados a 20 e a 50 cm de profundidade, apresentando um peso específico natural médio de 16,6 kN/m³. A estimativa do índice de vazios (e) com a profundidade foi feita por meio da compactidade relativa, sendo que a compactidade relativa (CR) foi estimada, em função do índice de resistência das sondagens à percussão (N_{SPT}) realizadas a partir da proposta de Mitchell *et al.* (1978).

Com o propósito de melhor caracterizar o solo estudado estimou-se, através de relações de índices físicos, a variação da porosidade (n), do grau de saturação (S) e do peso específico natural do solo (γ_{nat}) com a profundidade. O índice de vazios do solo foi, na média, estimado em 0,59 e, praticamente, não variou com a profundidade. A porosidade e o peso específico do solo manteve-

ram-se constantes em 0,37 e 17 kN/m³, respectivamente. Por outro lado, o grau de saturação variou de 6,6 a 13,7%.

Para obter valores dos parâmetros de resistência do solo estudado, foram realizados dois programas de ensaios de cisalhamento em amostras compactadas estaticamente, uma na condição natural, 3% de umidade, e a outra na condição seca. Em cada programa de ensaios determinou-se, por meio de relações de índices físicos, a quantidade de solo e água que cada corpo de prova, de volume previamente determinado, deveria conter para apresentar-se em três condições distintas com relação ao seu índice de vazios, ou seja, com e igual a 0,65, 0,70 e 0,80.

Na Figura 3 mostram-se os resultados obtidos dos ensaios realizados em corpos de provas com índices de vazios igual a 0,70 e umidade de 3%. Vale destacar ainda que todos os corpos de prova ensaiados apresentaram dilatância e que a velocidade utilizada nos ensaios foi de 0,2 mm/min.

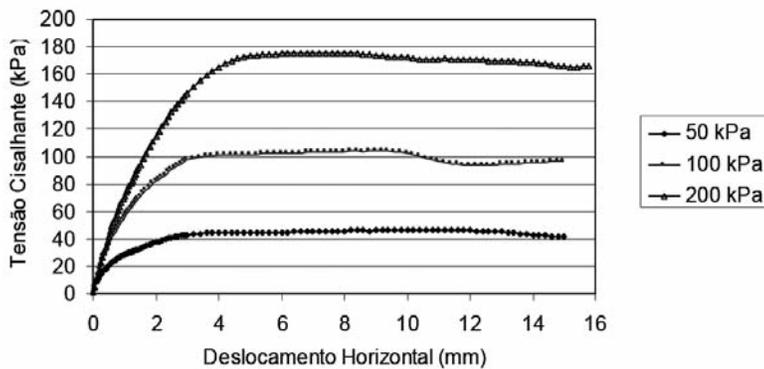


Fig. 3 – Curvas tensão cisalhante *versus* deslocamento horizontal dos ensaios de cisalhamento direto.

A partir dos valores da tensão normal aplicada e as estimativas das tensões cisalhantes de ruptura, determinou-se o ângulo de atrito e a coesão do solo em cada estado ensaiado. Os valores obtidos do ângulo de atrito (ϕ), em função do índice de vazios (e) para os corpos de prova no estado úmido, possibilitaram a construção de um gráfico que permitiu extrapolações para a condição de campo, ou seja, com e igual a 0,59.

Utilizando a relação obtida entre ϕ e e determinou-se a variação do ângulo de atrito do solo ao longo da profundidade, verificando-se que a estimativa do ângulo de atrito não variou com a profundidade, mantendo-se constante em 43°.

Para estimar o valor do módulo oedométrico do solo estudado, assim como o efeito da saturação no mesmo, realizou-se um ensaio oedométrico duplo. Para isso, tomou-se dois corpos de prova nas mesmas condições iniciais. Um deles foi previamente inundado e o outro foi ensaiado na condição natural, com umidade constante. O primeiro ensaio foi realizado em um corpo de prova compactado estaticamente com índice de vazios de 0,65 e umidade de 3%. No segundo ensaio, o corpo de prova foi moldado nas mesmas condições do primeiro ensaio, submetido a uma tensão de 10 kPa e inundado por 24 horas. A partir daí, o ensaio seguiu normalmente. A Figura 4 mostra os resultados do ensaio oedométrico duplo realizado.

A compressibilidade do solo é muito baixa. No ensaio realizado na umidade natural obteve-se para o índice de compressão (C_c) o valor de 0,0143 e para o índice de recompressão (C_r) o valor de 0,011. O solo ensaiado na condição saturada apresentou discreta diminuição da compressibilidade. Neste caso o C_c e o C_r apresentaram valores de 0,038 e 0,013, respectivamente.

O módulo oedométrico secante a partir da origem (D_{so}), para o solo na condição natural, na faixa de tensão de interesse de até 200 kPa, apresentou o valor de 10,4 MPa e o módulo oedométrico secante (D_{sec}), para a faixa de 10 a 200 kPa, foi estimado em 16,6 MPa.

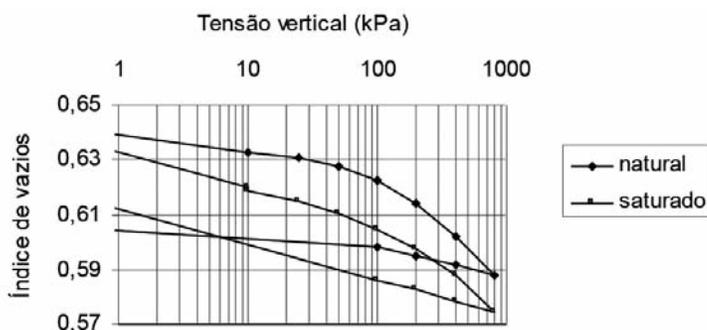


Fig. 4 – Curvas tensão cisalhante *versus* deslocamento horizontal dos ensaios de cisalhamento direto.

3.2 – Ensaios de campo

Foram realizadas um total de 4 sondagens à percussão, de acordo com a Norma NBR 6484/01 (ABNT, 2001), até uma profundidade de 10m, com furos posicionados a 10,25 m e a 11,25 m do eixo do aerogerador e defasados de 90°.

Os índices de resistências (N_{SPT}) obtidos ao longo do perfil de solo aumentaram com a profundidade e variaram de 20 a 70 golpes (Figura 5a).

Em função do N_{SPT} , observa-se que o solo é bastante uniforme, constituído de uma areia fina de duna, de consistência compacta a muito compacta. Apesar da homogeneidade do material, verifica-se um aumento do N_{SPT} com a profundidade que ocorre devido ao aumento do estado de tensões do solo em profundidades maiores.

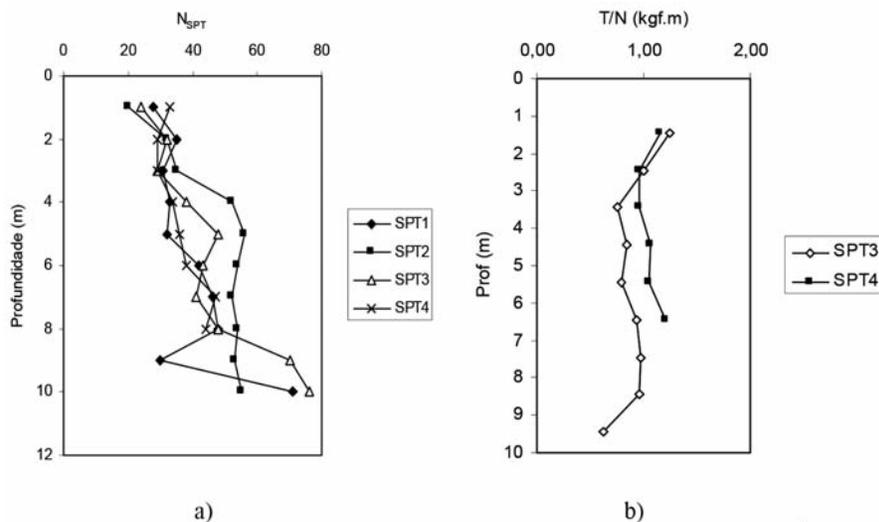


Fig. 5 – a) Índices de resistência à penetração das sondagens à percussão (SPT) b) Índice de torque (T/N) ao longo da profundidade das sondagens SPT3 e SPT4.

Nas sondagens SPT3 e SPT4 realizaram-se medições de torque. Pela sondagem SPT3 o valor de T/N médio do solo estudado é 0,90 e pela sondagem SPT4 o valor é 1,07. Segundo as indicações preliminares de Quaresma *et al.* (1998), o perfil de solo estudado está no limite entre uma areia normalmente adensada e uma sobreadensada. Os valores de T/N tenderam a diminuir com a profundidade na sondagem SPT3 e apenas na sondagem SPT4 esses valores permaneceram praticamente constantes (Figura 5b).

Adicionalmente, medições de energia foram realizadas utilizando-se um equipamento denominado SPT ANALYZER. Este equipamento é constituído de uma haste instrumentada com medidores de deformação (*strain gauges*) e de aceleração (acelerômetros).

A partir dos dados adquiridos estima-se, para uma composição de 10,7 m de comprimento referente ao golpe de número 16 de uma sequência de 55 golpes da sondagem SPT2, que a eficiência do sistema utilizado seja da ordem de 64%. Este valor foi estimado, a partir da integral do registro de força ao quadrado e este procedimento foi adotado em virtude dos registros de velocidade não terem se mostrado adequados, por problemas nos acelerômetros durante os ensaios. Posteriormente os valores do índice de resistência (N_{SPT}) foram corrigidos apenas para os casos de utilização de metodologias que indicam a eficiência requerida.

A eficiência estimada está abaixo dos valores indicados pela literatura (Cavalcante, 2002 e Schnaid, 2000). Isso pode ter ocorrido pela associação de uma série de fatores, entre eles a utilização de cordas velhas, atitude dos operadores, além da utilização de métodos diferentes nas estimativas da energia realizadas por cada autor.

Com relação aos ensaios pressiométricos, o equipamento utilizado é do tipo Ménard, composto de uma fonte de pressão, uma unidade de pressão e volume (CPV) e uma sonda cilíndrica, com 45 cm de comprimento e 5,9 cm de diâmetro. A conexão entre a sonda e a unidade de controle é feita por uma tubulação coaxial.

Foram realizados um total de 14 ensaios pressiométricos em dois furos executados até a profundidade máxima de 7 m no entorno das fundações do aerogerador de nº 7, utilizando um trado manual do tipo cavadeira com diâmetro entre 60 e 70 mm e posicionados a 2m das sondagens à percussão SPT2 e SPT3 (Figura 2).

A Figura 6 mostra as curvas pressiométricas bruta e corrigida do primeiro metro de profundidade do furo PMT1. Para as mesmas profundidades dos furos PMT1 e PMT2, verificou-se ainda curvas praticamente coincidentes, dando indícios preliminares da elevada homogeneidade do solo estudado.

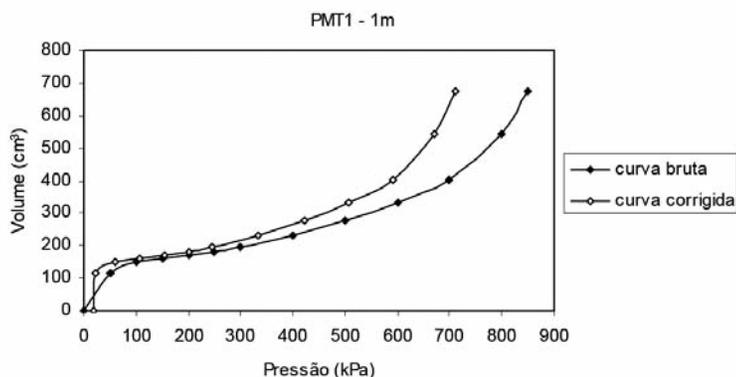


Fig. 6 – Efeito das correções na forma da curva pressiométrica a 1,0m de profundidade no furo PMT1.

De forma geral, as curvas obtidas apresentam-se bem definidas, podendo-se observar claramente os trechos de recompressão, pseudo-elástico e elasto-plástico característicos da curva teórica. Os pequenos trechos de recompressão sinalizam a boa concordância obtida entre o diâmetro do furo e o diâmetro do trado utilizado para sua execução. Realizaram-se também alguns ensaios com ciclos de descarga-recarga, propositadamente executados nos trechos pseudo-elástico de cada uma das referidas curvas.

Por fim, utilizando-se as recomendações da Norma ASTM (1987), foram determinados os perfis da tensão horizontal no repouso (σ_{ho}), da pressão limite (p) e da pressão limite efetiva (p_1^*),

do coeficiente de empuxo no repouso (k_o), dos módulos de deformação (E_i) e de cisalhamento (G_i) pressiométricos e do módulo de cisalhamento pressiométrico cíclico (G_w). No Quadro 1 mostram-se os resultados dos parâmetros determinados, a partir dos resultados dos ensaios pressiométricos no furo PMT1.

Quadro 1 – Resumo dos parâmetros obtidos a partir dos ensaios no furo PMT1.

Parâmetro	Profundidade (m)						
	1	2	3	4	5	6	7
σ_{ho} (kPa)	50,00	44,00	70,00	75,00	50,00	50,00	120,00
E_i (MPa)	4,90	12,19	15,18	15,84	20,90	19,68	19,23
G_i (MPa)	1,84	4,58	5,70	5,96	7,86	7,40	7,23
p_l (MPa)	0,74	1,89	2,56	2,72	3,30	-	3,40
p_l^* (MPa)	0,69	1,84	2,49	2,64	3,25	-	3,28
E_{ur} (MPa)	-	135,40	-	169,18	-	-	184,90
G_{ur} (MPa)	-	50,90	-	63,60	-	-	69,51
K_o	2,95	1,30	1,38	1,11	0,59	0,49	1,01

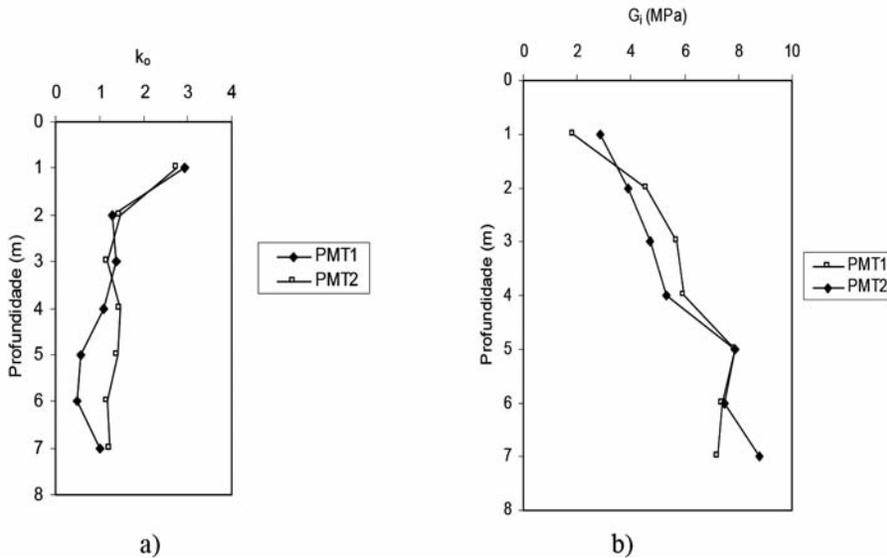


Fig. 7 – a) Coeficiente de empuxo no repouso (k_o) b) Módulo de cisalhamento pressiométrico (G_i) ao longo da profundidade para os ensaios PMT1 e PMT2.

Os valores estimados da tensão horizontal no repouso (σ_{ho}) variaram de 44 a 120 kPa no furo PMT1 e de 47 a 145 kPa no furo PMT2. Os valores do coeficiente de empuxo no repouso (k_o) variaram de 0,49 a 2,95 para o furo PMT1 e de 1,18 a 2,77 no furo PMT2 (Figura 7a). As pressões limites efetivas (p_l^*) estimadas variaram de 0,69 a 3,28 MPa no furo PMT1 e de 1,30 a 3,56 MPa no furo PMT2 com uma tendência de crescimento progressivo ao longo da profundidade em ambos os furos. Os valores do módulo de cisalhamento pressiométrico (G_i) variaram de 1,84 a 7,86 MPa no furo PMT1 e de 2,86 a 8,79 MPa no furo PMT2 (Figura 7b).

Pela Figura 7b) observam-se valores de G_i dos furos PMT1 e PMT2 muito próximos, confirmando a tendência de comportamento homogêneo já percebido preliminarmente através dos perfis estratigráficos e das sondagens a percussão (SPT) realizadas.

4 – CARACTERIZAÇÃO DOS VENTOS

A caracterização do vento de uma região é de fundamental importância para a escolha do melhor local de instalação dos aerogeradores, para a estimativa da quantidade de energia elétrica gerada anualmente, e para o projeto estrutural e do sistema de controle.

Segundo dados da SEINFRA (2000), a velocidade média anual dos ventos da praia da Taíba é de 8,5 m/s. A sazonalidade dos ventos do Estado é complementar ao regime hídrico predominante na geração hidrelétrica no Brasil, pois o potencial eólico do Estado é máximo justamente no período de níveis mínimos dos reservatórios, quando os custos associados de geração e os riscos de déficit são máximos. Neste contexto, as usinas eólicas podem contribuir incontestavelmente para a estabilização sazonal da oferta de energia.

O período que mais impressiona os investidores de geração de energia eólio-elétrica situa-se entre os meses de Setembro a Dezembro. Segundo dados da SEINFRA (2000), neste período tanto os ventos alísios quanto as brisas marinhas se intensificam proporcionando ventos quase constantes ao longo dos dias e noites que superam a velocidade média de 10 m/s.

Com o objetivo de verificar a ocorrência de efeitos de rugosidade no perfil de velocidade da região, realizaram-se alguns ensaios anemométricos nas proximidades de uma usina eólica situada na Taíba, município de São Gonçalo. Os resultados serviram ainda como subsídio na determinação dos esforços no aerogerador.

Para a realização dos ensaios, utilizou-se um anemômetro modelo *Young 05305* com capacidade de até 60 m/s e rajadas de até 100 m/s. O anemômetro foi instalado a 5 e a 10 m de altura, em um andaime situado nas proximidades do aerogerador nº 7.

Adicionalmente, utilizou-se o anemômetro do próprio aerogerador estudado, fixado em seu topo, para a realização de medidas a 44 m de altura. As medidas foram realizadas visualmente nos mostradores dos sensores, a cada 15 s, durante 5 min em cada altura.

Representando-se a variação da velocidade do vento com a altura por uma função exponencial e adotando como referência para a velocidade, v_0 , o valor de 8,3 m/s que corresponde à altura h_0 de 10 m tem-se que:

$$v = 8,3 \cdot \left(\frac{h}{10} \right)^{p'} \quad (1)$$

A partir das medidas da velocidade do vento e utilizando-se a Eq. 1 procedeu-se ao ajuste mostrado na Figura 8, em que o parâmetro p' , que depende das condições topográficas do local, tomou o valor 0,004.

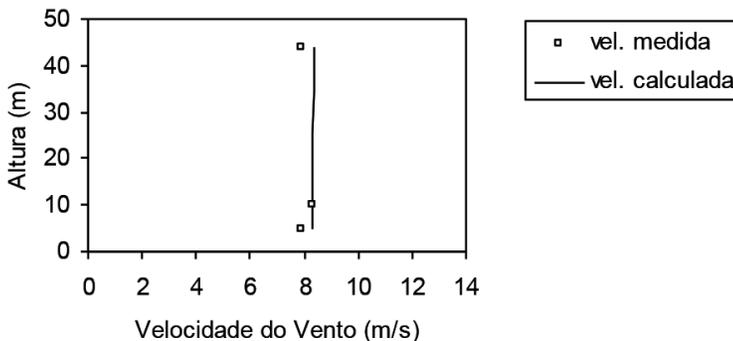


Fig. 8 – Ajuste da equação exponencial da variação da velocidade do vento com a altura na Taíba.

5 – CARACTERIZAÇÃO DO AEROGERADOR

O aerogerador estudado apresenta potência nominal de 500 kW, diâmetro do rotor de 4,2 m, altura do eixo de 46,2 m, com controle ativo de ângulo de passo das pás na frente da torre, sentido horário de rotação, com três pás, cada uma com um comprimento de 18,9 m e pesando 13 kN. As pás são de fibra de vidro reforçado com epoxi. O gerador apresenta eixo horizontal e pesa 136 kN.

A fundação do aerogerador é uma sapata quadrada de concreto armado, de 9 m de lado e 1,5 m de altura. A torre mede 44 m de altura, é feita de aço com 2,54 cm de espessura e pesa 359 kN. O diâmetro da torre na base é de 2,5 m e na altura máxima de 1,2 m. A nacelle é o compartimento localizado no topo da torre que abriga o gerador, o multiplicador de velocidades, o freio mecânico e os eixos. A nacelle é feita de fibra de vidro, apresenta diâmetro de 4,4 m, comprimento de 6,7 m e pesa 129 kN.

Considerando-se que o peso específico do concreto armado seja de 25 kN/m^3 , verifica-se que o peso da fundação é de cerca de 3038 kN. Adicionando-se a esse o peso da torre, 359 kN, da nacelle, 129 kN, do gerador, 136 kN e das três pás, 39 kN, estima-se um peso total de 3700 kN.

6 – MONITORAMENTO ESTRUTURAL

Para a determinação dos esforços na fundação, em certas condições de vento, monitorou-se a estrutura do aerogerador nº 7 durante uma semana com acelerômetros, extensômetros elétricos e um anemômetro. Isso possibilitou a determinação dos esforços, para a condição particular de vento atuante na semana dos ensaios.

A monitoração foi realizada com a finalidade de medir as principais características dinâmicas da estrutura, sua resposta durante a operação e as principais características do vento durante este período de operação. Para isso foram realizadas duas campanhas de ensaios. A campanha 1 foi realizada pela excitação da estrutura através de movimentos cíclicos, no topo e no meio, gerados por uma pessoa, nas direções Norte-Sul e Leste-Oeste com o aerogerador desligado, e pela excitação da estrutura através de paradas e partidas do aerogerador.

A segunda campanha consistiu basicamente na medição da resposta da estrutura, bem como das características do vento, durante três dias, em intervalos regulares de tempo. Adicionalmente realizou-se uma medida da resposta da estrutura com o aerogerador desligado e submetido apenas à ação do vento. Detalhes sobre todos os dados obtidos nas campanhas de ensaios podem ser obtidos em Roitman e Magluta (2003) e Roitman *et al.* (2004).

A instrumentação utilizada foi constituída basicamente por acelerômetros, extensômetros elétricos de resistência e um anemômetro. Os acelerômetros utilizados foram do tipo resistivo com capacidade de medição de acelerações de até 1 g e de frequências de até 50 Hz .

Os extensômetros elétricos de resistência utilizados apresentam resistência de 120Ω . Já o anemômetro utilizado tem capacidade de medições de velocidade de até 60 m/s e rajadas de até 100 m/s e a direção de 0 a 360° .

Dois acelerômetros foram instalados próximo ao topo (44 m) e outros dois à meia altura (22 m) da torre do aerogerador, para medir as vibrações transversais. Quatro acelerômetros foram montados verticalmente, próximos à base da torre, para medir as vibrações verticais transmitidas à fundação (Figura 9).

Quatro pares de extensômetros elétricos de resistência, instalados a alturas de 0,38 m e 3,58 m, foram ligados em meia ponte de Wheatstone para permitirem a obtenção dos momentos fletores em duas direções e daí a estimativa dos esforços cortantes. Vale ressaltar que o anemômetro foi fixado a 5 e a 10 metros de altura, em uma torre treliçada, suficientemente afastada do aerogerador para que não sofresse qualquer tipo de influência.

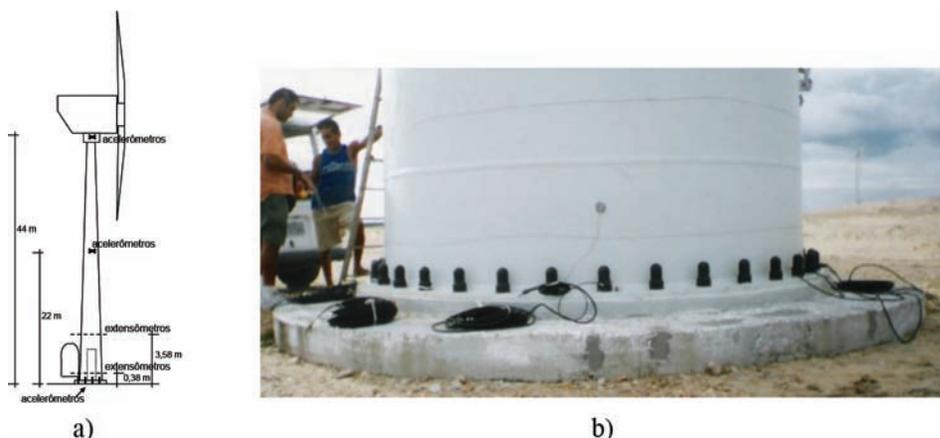


Fig. 9 – a) Esquema da instrumentação utilizada no monitoramento b) Detalhe dos extensômetros elétricos de resistência instalados à 0,38 m de altura.

Através das deformações medidas e utilizando expressões conhecidas da Resistência dos Materiais, Roitman e Magluta (2003) determinaram os esforços junto à base. A Figura 10 mostra os momentos fletores em uma seção instrumentada para a seguinte situação: aerogerador inicialmente desligado, sendo ligado por um período curto de tempo e em seguida desligado novamente.

Pela Figura 10 pode-se observar cinco trechos. O primeiro entre 0 e 70 s, onde o equipamento estava desligado, sendo os momentos fletores aproximadamente nulos. O segundo trecho, entre 70 e 110 s, associado à resposta da estrutura durante o procedimento de partida do equipamento. O terceiro trecho, entre 110 e 220 s, referente à operação normal. O quarto trecho, em torno de 220 s, refere-se ao desligamento do aerogerador, e o quinto apresenta a resposta em vibração livre da estrutura.

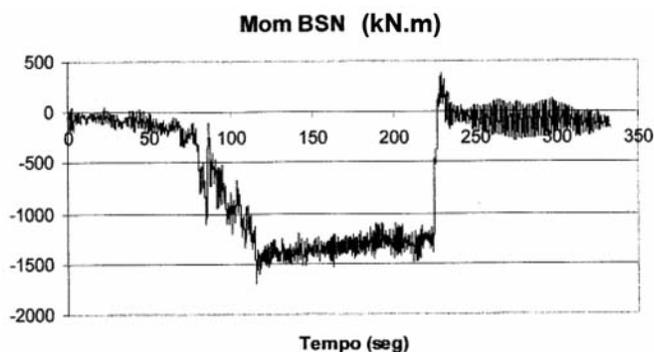


Fig. 10 – Momentos fletores obtidos numa seção instrumentada a 3,58 m de altura (Roitman e Magluta, 2003).

Em seguida, foi medida a resposta da estrutura e as características do vento durante uma semana típica. Para caracterizar o vento durante os dias de ensaio, plotou-se a velocidade e a direção do vento ao longo dos períodos de medição, observando-se que a máxima velocidade média encontrada foi de 9 m/s e a direção média do vento variou desde 100° até 260°.

Através das deformações medidas e utilizando expressões conhecidas da Resistência dos Materiais determinaram-se os esforços na estrutura do aerogerador durante sua operação normal e para a citada condição de vento. As Figuras 11 e 12 ilustram os momentos fletores e os esforços cortantes obtidos em um dos sensores ao longo período 1, junto à base do aerogerador.

Foi observado que o vento atingiu a velocidade máxima justamente nos momentos em que os momentos fletores também alcançam seus valores máximos, demonstrando coerência entre os valores obtidos. Os sensores situados na base do aerogerador apresentaram leituras praticamente nulas, indicando que os movimentos foram tão pequenos que ficaram fora da precisão dos equipamentos.

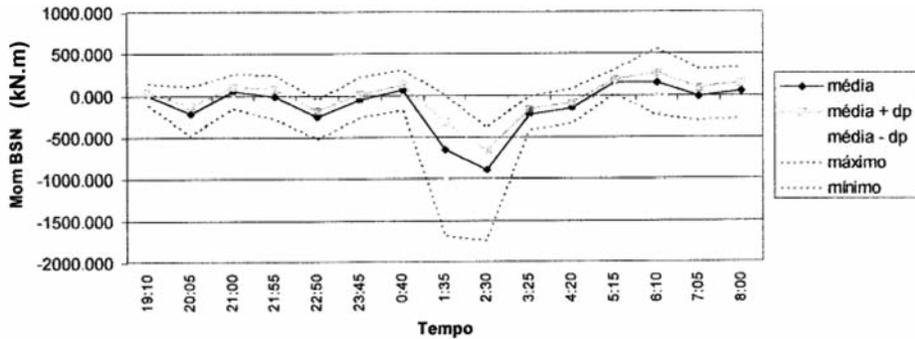


Fig. 11 – Momentos fletores junto à base obtidos em um dos sensores ao longo período 1 (Roitman e Magluta, 2003).

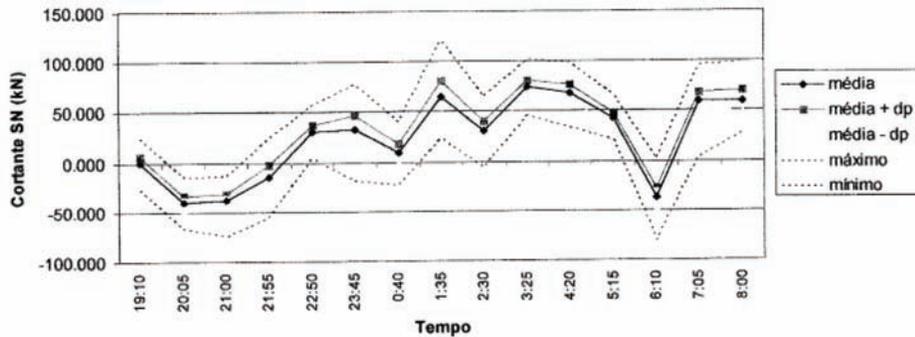


Fig. 12 – Esforços cortantes junto à base obtidos em um dos sensores ao longo período 1 (Roitman e Magluta, 2003).

7 – ENSAIOS REALIZADOS EM TÚNEL DE VENTO

Com o objetivo de obter valores para o coeficiente de arrasto e estimar as cargas para a condição de pico, realizaram-se experimentos em um túnel de vento de circuito aberto, alta intensidade turbulenta e baixa velocidade do Laboratório de Mecânica da Turbulência da COPPE/UFRJ. O túnel apresenta seção de testes de 0,67 m × 0,67 m × 6 m, velocidade variável e intensidade turbulenta de 2%. Para medidas correspondentes a velocidades de vento mais elevadas, utilizou-se o túnel de vento aerodinâmico que apresenta seção de testes de 0,3 m × 0,3 m × 4 m, velocidade variável e intensidade turbulenta de 0,2% (Figura 13).

Para a estimativa dos esforços de interesse foram utilizadas duas balanças aerodinâmicas externas: uma com plataforma paralela ao chão da seção de testes, denominada de balança horizontal, e uma outra com plataforma vertical para a medição de momentos. A balança horizontal consiste em uma plataforma que utiliza trilhos e deslizadores lineares para seu deslocamento e é ilustrada na Figura 14.



Fig. 13 – Túnel de vento aerodinâmico.

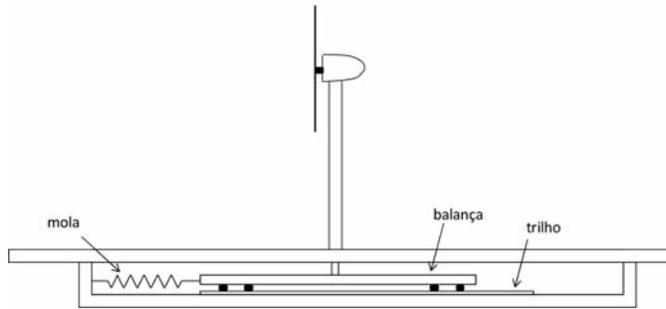


Fig. 14 – Esquema da balança aerodinâmica horizontal.

Para identificar a presença de escoamento turbulento, através da caracterização do escoamento a montante e a jusante do modelo do aerogerador, realizaram-se ensaios anemométricos a fio quente.

Dois perfis foram tomados para a realização dos ensaios, um à distância $D1$ igual a 150 mm a montante e outro à distância $D2$ de 150 mm a jusante do modelo reduzido do aerogerador (1:200). A altura entre a nacele do modelo e a base da haste foi de 226 mm e a velocidade do vento utilizada no túnel foi de 9 m/s. A Figura 15 mostra o perfil de velocidade média obtida a partir de ensaios de anemometria a fio quente.

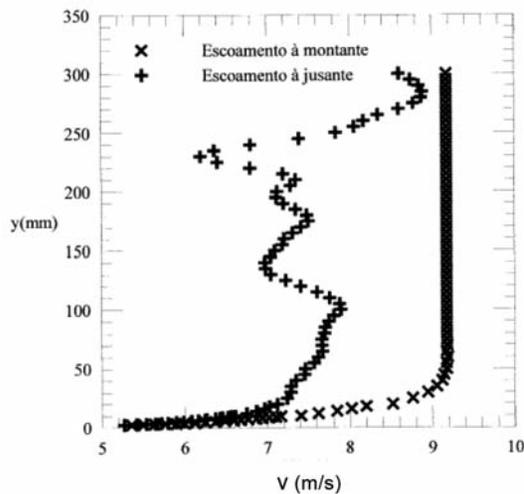


Fig. 15 – Perfil de velocidade a montante e a jusante obtido com a técnica do fio quente (Freire, 2003).

Como esperado, verifica-se que o escoamento em questão é tipicamente turbulento com valores da intensidade turbulenta, variação da velocidade correspondente ao valor imposto pelo túnel e o valor medido a montante e a jusante do modelo do aerogerador, de cerca de 18% a jusante do modelo e cerca de 0,2% para o escoamento livre a montante do aerogerador.

8 – ANÁLISE DOS RESULTADOS DOS ENSAIOS GEOTÉCNICOS DE CAMPO REALIZADOS

Diversos pesquisadores têm proposto correlações empíricas para estimar G_{max} a partir dos resultados de sondagens à percussão (SPT). A maior parte das correlações encontradas na literatura tem origem no Japão e nos Estados Unidos. Essas correlações relacionam o módulo de cisalhamento máximo ou a velocidade de propagação da onda cisalhante, com o índice de resistência à penetração da sondagem à percussão (SPT).

Dentre as correlações encontradas na literatura que não utilizam os resultados da sondagem à percussão (SPT), a proposta por Hardin (1978) é a mais usada na prática (Yu e Richart, 1984; Barros, 1997; Stephenson, 2004 e Barros *et al.*, 2006) e, portanto, será também aqui utilizada. Ela se aplica tanto para solos coesivos como não coesivos, sendo expressa por:

$$G_{max} = 625 \cdot \frac{OCR^{k_{IP}}}{0,3 + 0,7 \cdot e^2} \cdot (p_a \cdot \sigma_{oct})^{1/2} \quad (2)$$

onde σ_{oct} é a tensão normal octaédrica, e é o índice de vazios, OCR é a razão de sobreadensamento, p_a é a pressão atmosférica e o expoente k_{IP} é dependente do índice de plasticidade do solo (IP).

Na Figura 16, mostram-se os resultados das estimativas do módulo de deformação cisalhante máximo (G_{max}) ao longo da profundidade a partir de correlações com o índice de resistência à penetração da sondagem à percussão (N_{SPT}). O detalhamento de todas as correlações utilizadas neste trabalho pode ser obtido em Moura (2007). Pela figura, observa-se que a correlação proposta por Schnaid *et al.* (2004) proporcionou os menores valores estimados e a proposta por Seed *et al.* (1983) os maiores valores. As propostas que apresentaram as estimativas mais próximas da proposta de Hardin (1978) foram Seed *et al.* (1983) e Ohsaki e Iwasaki (1973). Ainda pela Figura 16 verifica-se, a partir de todas as propostas analisadas, uma tendência de aumento praticamente linear do G_{max} com a profundidade.

Segundo Barros (1997), embora a expressão de Hardin (1978) seja a mais utilizada na prática, a mesma subestima o valor de G_{max} de areias. Considerando como limite inferior a proposta de Hardin a ampla faixa de variação de G_{max} seria consideravelmente reduzida. Esse fato leva a concluir que a quase totalidade das propostas estudadas subestimaram G_{max} . Neste sentido, dentre as metodologias que utilizam o N_{SPT} , as propostas de Seed *et al.* (1983) e de Ohsaki e Iwasaki (1973) foram as que proporcionaram as estimativas mais coerentes

Com relação aos ensaios pressiométricos, realizaram-se estimativas de G_{max} utilizando-se as propostas de Kaltsiotis *et al.* (1990) e Byrne *et al.* (1990). As expressões propostas por Kaltsiotis *et al.* (1990) são as seguintes:

$$G_{max} = 138 \cdot p_l^{1,42} \quad (3)$$

$$G_{max} = 45 \cdot G_i \quad (4)$$

onde p_l é a pressão limite, G_i é o módulo de deformação cisalhante pressiométrico inicial e G_{max} , p_l e G_i estão expressos em MPa.

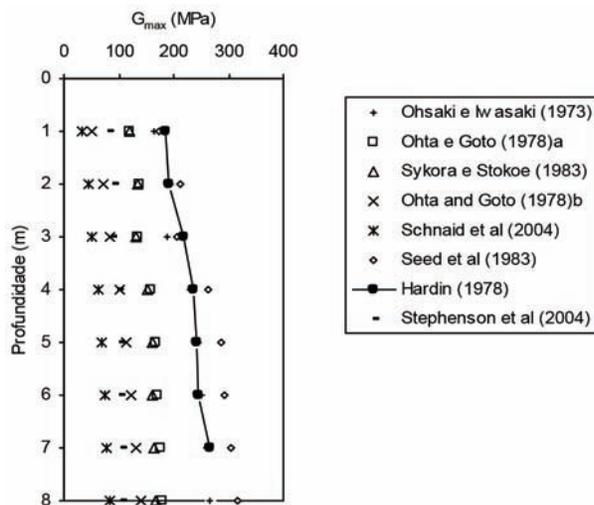


Fig. 16 – Estimativas do módulo de deformação cisalhante máximo (G_{max}) ao longo da profundidade a partir de correlações com o N_{SPT} .

Já na proposta de Byrne *et al.* (1990), a determinação do G_{max} é realizada a partir da relação entre a pressão do início do descarregamento e a tensão horizontal no repouso e da relação entre a variação da pressão na descarga e a pressão do início do descarregamento. Detalhes de sua aplicação podem ser obtidas em Moura (2007).

O gráfico da Figura 17 apresenta as estimativas de G_{max} a partir das propostas de Byrne *et al.* (1990) e de Kaltesiotis *et al.* (1990). Vale mencionar que, para a utilização da proposta de Kaltesiotis *et al.* (1990), utilizou-se os valores médios da pressão limite (p_l) dos furos PMT1 e PMT2 em cada profundidade ensaiada obtidos, a partir da interpretação tradicional (ASTM, 1987), já que a forma racional não permite a obtenção de p_l . Quanto ao módulo de deformação cisalhante pressiométrico inicial (G_i), foram utilizados os valores médios dos furos PMT1 e PMT2, em separado, de G_i , obtido da forma convencional e de $G_{e,r}$, pela forma racional.

Vale destacar que na forma de interpretação denominada de racional, utilizou-se um método que emprega a técnica de ajuste de curva, em que a curva experimental é comparada com uma cur-

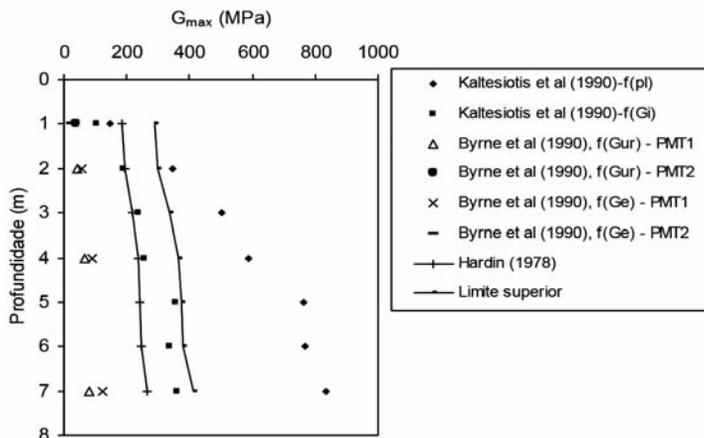


Fig. 17 – Estimativa de G_{max} a partir dos resultados de ensaios pressiométricos.

va teórica gerada a partir da teoria da expansão de cavidade cilíndrica. O modelo utilizado neste trabalho foi o proposto por Cunha (1996), que considera o meio com comportamento elástoplástico, taxa de dilatação constante e a ocorrência de deformações elásticas na zona de comportamento plástico.

Barros (1990) obteve a partir da realização de ensaios de coluna ressonante em corpos de prova reconstituídos de solos arenosos estimativas de, no máximo, 55% superiores aos valores obtidos pela expressão de Hardin (1978). Dessa forma, adotando-se como limite superior para G_{max} os valores de Hardin (1978) acrescidos de 55%, verifica-se que a expressão de Kaltesiotis *et al.* (1990), em função da pressão limite, proporcionou estimativas de G_{max} fora da faixa adotada (Figura 17). Além disso, é reconhecida a dificuldade em se correlacionar um módulo de deformação com uma propriedade de resistência. Dessa forma, conclui-se que dentre as propostas com base em ensaios pressiométricos, a expressão de Kaltesiotis *et al.* (1990), a partir de uma função do módulo de deformação cisalhante pressiométrico inicial, G_s , obtido da forma tradicional (ASTM, 1987) é a mais coerente com relação à faixa de variação adotada.

Adotando o mesmo critério para as propostas que utilizam os resultados de ensaios à percussão, ou seja, o limite inferior dado pela expressão de Hardin (1978) e para o limite superior a expressão de Hardin (1978) acrescida de 55%, verifica-se que apenas a proposta de Seed *et al.* (1983) apresentou estimativas de G_{max} inseridas dentro da faixa adotada.

A Figura 18 mostra a variação do módulo de deformação cisalhante máximo (G_{max}) a partir dos resultados dos ensaios pressiométricos (PMT) e das sondagens à percussão (SPT).

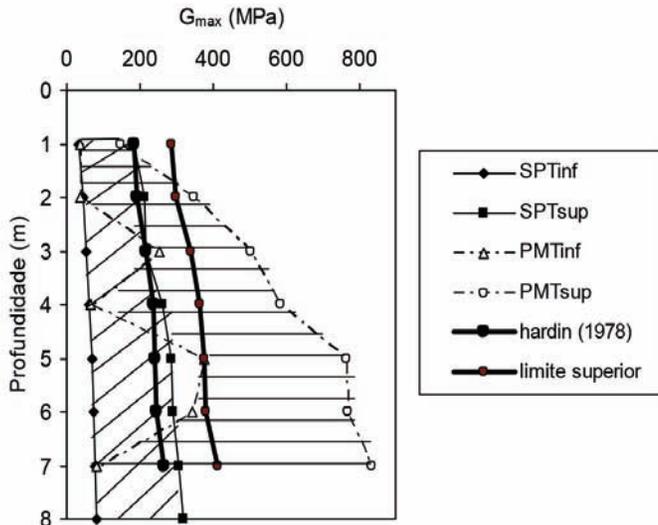


Fig. 18 – Comparação do módulo de deformação cisalhante máximo (G_{max}) ao longo da profundidade a partir dos resultados dos ensaios pressiométricos (PMT) e das sondagens à percussão (SPT).

Pela Figura 18 observa-se que as sondagens à percussão (SPT) proporcionaram uma faixa de valores inferior à faixa estimada a partir dos ensaios pressiométricos. Tomando como base os valores estimados a partir da proposta de Hardin (1978), verifica-se que os valores de G_{max} de Hardin praticamente coincidem com a região limite entre as duas faixas obtidas por meio dos ensaios pressiométricos (PMT) e das sondagens à percussão (SPT). Adotando como limite inferior a proposta de Hardin (1978), verifica-se que os valores do módulo de deformação cisalhante máximo (G_{max}) tendem a ser subestimados quando determinados por propostas que utilizam os resultados da sondagem à percussão (SPT), com exceção da proposta de Seed *et al.* (1983).

Adotando os limites mencionados e ilustrados na Figura 18, estima-se que a faixa de variação do módulo de deformação cisalhante máximo (G_{max}) do solo de apoio do aerogerador estudado seja, em média, de 260 a 303 MPa.

9 – ANÁLISE DOS ENSAIOS DE MONITORAÇÃO ESTRUTURAL

Os procedimentos adotados para a estimativa dos esforços de pico atuantes nas fundações do aerogerador estudado, basearam-se na extrapolação direta dos valores medidos em campo, durante a semana de ensaio, e detalhes podem ser obtidos em Moura (2007). Ferreira (2003) realizou ainda uma simulação numérica para a obtenção dos mesmos esforços. Já a estimativa dos esforços estáticos devidos ao vento é obtida a partir das recomendações da Norma NBR 6123/87 (ABNT, 1987).

As condições de vento que ocorreram durante a semana de realização dos ensaios de monitoramento possibilitaram a obtenção de esforços (cortante e momento) associados aos esforços provenientes da ação do vento. A partir daí, os valores de pico dos esforços atuantes foram extrapolados por regressão. Vale observar que foi considerado como velocidade máxima do vento o valor de 25 m/s ao longo de toda a altura do aerogerador que, segundo informações fornecidas pelo fabricante do aerogerador estudado, corresponde a própria velocidade máxima de operação do equipamento (capacidade).

Para o esforço cortante, o melhor ajuste foi obtido utilizando-se uma função linear. Neste caso, a estimativa da resultante da força do vento máximo de projeto (25 m/s) indicou um valor de 570 kN. Multiplicando-se 570 kN pelo braço de alavanca (46,2 m), estima-se o valor de 26334 kNm para o momento fletor atuante nas fundações.

Para o momento fletor, o melhor ajuste foi obtido utilizando-se uma função tipo polinomial do 2º grau. Neste caso, a estimativa do momento fletor máximo foi de 15878 kNm. Dividindo-se 15878 kNm pelo braço de alavanca (46,2 m), obtém-se o valor de 343,7 kN para o esforço horizontal atuante nas fundações. Os coeficientes de determinação (R^2), obtidos a partir dos dados de esforço cortante e momento fletor, foram de 0,90 e 0,97, respectivamente.

As estimativas dos esforços por simulação numérica foram realizadas por Ferreira (2003) considerando uma velocidade do vento de pico de 35 m/s. Como a velocidade do vento máxima de operação do aerogerador é de 25 m/s, as estimativas realizadas pelo referido autor foram interpoladas linearmente para a velocidade de interesse, ou seja, 25 m/s.

A forma geométrica modelada foi obtida a partir de dimensões do aerogerador. A geometria, gerada em um programa do tipo CAD, foi exportada em formato compatível com o programa de elementos finitos utilizado (SAP). A Figura 19 mostra um detalhe da malha de elementos finitos gerada próximo à base da torre.

O tipo de elemento usado é o elemento de casca, quadrilátero de quatro nós, com espessura de 2,54 cm. Os nós da base tiveram seus deslocamentos de translação restritos totalmente na direção horizontal. Na direção vertical foram considerados apoios elásticos, tipo mola elástica.

A massa dos elementos constituintes da torre já é considerada no próprio material. Para modelar a estrutura da melhor forma possível, foram consideradas as massas do conjunto nacelle/gerador e da fundação em concreto. A massa da nacelle foi posicionada no centro da circunferência no topo da torre. Para isso foi criado um nó nesta posição.

O valor do esforço normal na base foi estimado em 3590,46 kN, do momento fletor em 2318,8 kNm para a condição de vento de 8 m/s e de 44382,8 kNm para a condição de vento de pico de 35 m/s. Dividindo-se o momento de pico, 44382,8 kN.m, pelo braço de alavanca, 44 m, estima-se um esforço horizontal máximo de 1008,7 kN. Interpolando os valores de 8 e 35 m/s, estima-se que o momento fletor correspondente à velocidade do vento máxima de operação do aerogerador, 25 m/s, seja 28804 kNm e que o esforço horizontal máximo seja 655 kN. Todos os detalhes da simulação numérica podem ser obtidos em Ferreira (2003).

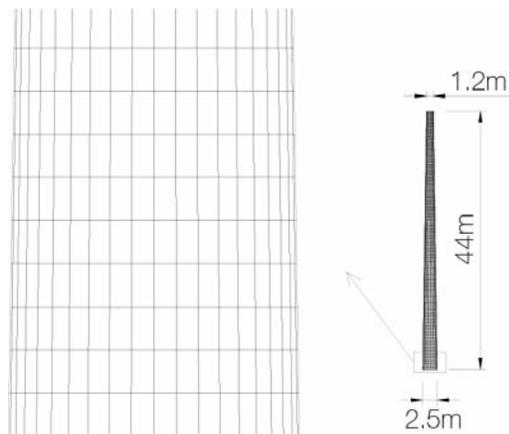


Fig. 19 – Detalhe da base da malha de elementos finitos.

A determinação das forças estáticas devidas ao vento pela NBR 6123/87 (ABNT, 1987) foi realizada, inicialmente, a partir da obtenção da velocidade básica do vento (v_b) adequada ao local onde a estrutura será construída, que neste caso é igual a 30 m/s. A velocidade característica do vento (v_k) foi estimada em 31,6 m/s. A partir daí, a pressão dinâmica (q) foi estimada em 383,1 N/m². Considerando o mencionado valor da pressão dinâmica, a área frontal efetiva $A_e = 1451,4$ m² e o valor de 1,0 para o coeficiente de arrasto (C_D), estima-se pela NBR 6123/87 que a força de arrasto seja igual a 556 kN. Multiplicando-se pelo braço de alavanca (46,2m), a partir da NBR 6123/87 (ABNT, 1987) estima-se o valor de 25687 kNm para o momento atuante nas fundações do aerogerador.

Vale observar que a Norma NBR 6123/87 não se aplica à situação em exame, pois além da velocidade característica do vento (v_k) ter sido adotada como sendo igual a velocidade máxima de operação do aerogerador, de 25 m/s, não há indicações de valores de C_D para estruturas de aerogeradores. Dessa forma, adotou-se o valor do coeficiente de arrasto recomendado na própria NBR 6123/87, correspondente a um cilindro com rugosidades ou saliências igual a dois por cento do seu diâmetro ($C_D = 1,0$).

10 – ANÁLISE DOS RESULTADOS DOS ENSAIOS ESTRUTURAIS REALIZADOS EM TÚNEL DE VENTO

Para a análise dos resultados dos ensaios realizados em túnel de vento, foi necessária a determinação do coeficiente de arrasto, do seu ponto de aplicação. A partir daí, foi possível determinar os esforços atuantes no aerogerador também através do modelo reduzido.

A determinação do coeficiente de arrasto (C_D) foi feita com um modelo reduzido do aerogerador na escala 1:200, que foi posicionado a uma distância de 3400 mm da saída do ventilador do túnel de vento, utilizando-se da balança aerodinâmica horizontal e considerando-se válida a seguinte expressão:

$$C_D = \frac{F_a}{1/2 \rho u^2 A} \quad (5)$$

onde F_a é a força de arrasto, ρ é a massa específica do ar (1,2 kg/m³), u é a velocidade do escoamento e A é a área molhada do aerogerador.

O modelo foi engastado em uma base de madeira móvel conectada a uma mola linear de constante elástica conhecida. A base linear foi feita livre para permitir movimentos de deslizamentos e a força de arrasto foi determinada pela lei de Hooke. A Figura 20 mostra o modelo reduzido do aerogerador montado no interior do túnel de vento.



Fig. 20 – Modelo reduzido do aerogerador montado no interior do túnel de vento.

Os ensaios foram realizados para diferentes velocidades de escoamento, possibilitando a obtenção de um gráfico relacionando C_D com o número de Reynolds (Re). A Figura 21 mostra, em forma gráfica, a variação do coeficiente de arrasto (C_D) com o número de Reynolds (Re). Extrapolando o valor de C_D em função de Re , obtêm-se valores demasiadamente elevados de cerca de 4,8. Dessa forma, será adotada a média dos valores obtidos, que foi de 1,27. Esse valor, segundo Freire (2003), está coerente com os limites esperados da faixa de Reynolds adotada.

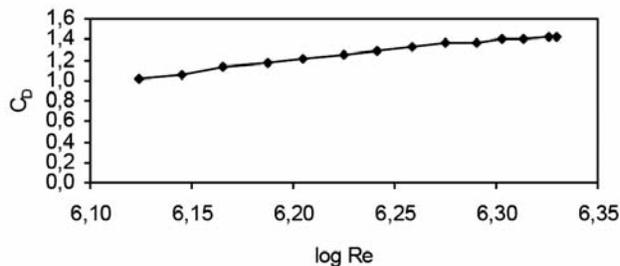


Fig. 21 – Variação do coeficiente de arrasto (C_D) com o número de Reynolds (Re).

A determinação do ponto de aplicação da força de arrasto foi feita a partir da obtenção do momento que esta força faz em relação à base do modelo. A medição do momento foi feita através de uma balança de momento, especialmente projetada para esta aplicação. Detalhes da balança de momento podem ser obtidos em Freire (2003).

A Figura 22 mostra o gráfico utilizado por Freire (2003) para a determinação do ponto de aplicação da força de arrasto.

Nesta mesma figura, observa-se que a força de arrasto aplica-se um pouco abaixo do centro da nacele do modelo. Como margem de segurança verifica-se que esta força poderá ser estimada como situada no ponto médio da nacele, que no modelo reduzido está a 226 mm da sua base e no caso real está a 46,2 m.

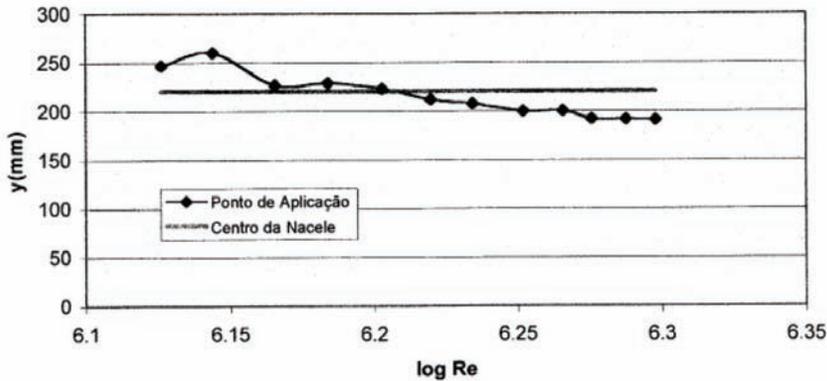


Fig. 22 – Determinação do ponto de aplicação da força de arrasto (Freire, 2003).

A determinação dos esforços de pico atuantes no aerogerador real foi feita a partir da Eq. 5. Dessa forma, adotando-se para o coeficiente de arrasto (C_D) o valor de 1,27, para a massa específica do ar (ρ) 1,2 kg/m³, uma velocidade máxima de operação do aerogerador (u) igual a 25 m/s e área molhada igual a 1451,4 m², estima-se uma força de arrasto (F_a) para a condição de pico de 691 kNm. Multiplicando-se a força de arrasto estimada (F_a) pelo braço de alavanca, distância entre o centro da nacele e a base do aerogerador (46,2 m), obtém-se um momento máximo de 31924,2 kNm.

A Figura 23 mostra uma comparação dos esforços atuantes na estrutura do aerogerador para a velocidade máxima de operação de 25 m/s estimados por extrapolação, simulação numérica, Norma NBR 6123/87 modificada e através de túnel de vento.

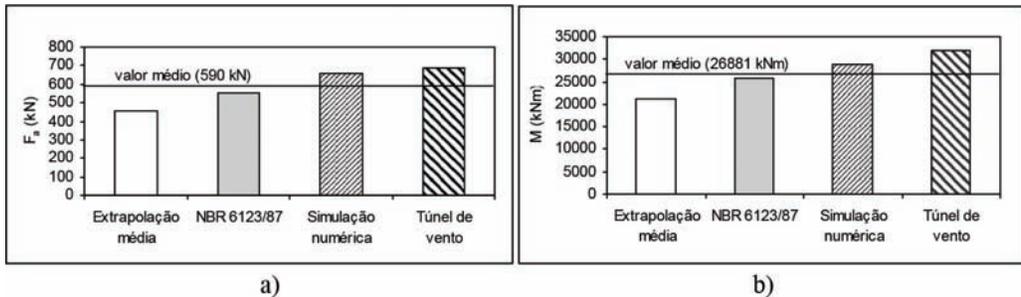


Fig. 23 – a) - Comparação das estimativas da força de arrasto atuante b) Comparação das estimativas do momento atuante para a velocidade máxima de operação de 25 m/s.

Pela Figura 23 observa-se que os valores da força de arrasto estimados por simulação numérica e túnel de vento são bastante próximos. O valor médio encontrado para a força de arrasto foi de 590 kN e para o momento 26881 kNm. Os maiores esforços, tanto momento quanto força de arrasto, foram estimados pelo túnel de vento e os menores pela extrapolação.

Cerca de 5% das diferenças nos esforços obtidos entre a simulação numérica e as análises do túnel de vento são devidas a consideração de que na simulação numérica o ponto de aplicação da força de arrasto foi adotado atuando na altura de 44 m e nas análises realizadas, a partir das medidas do túnel de vento, a favor da segurança, a 46,2m de altura.

Vale observar que a altura da sapata não foi considerada no cômputo do momento nas fundações do aerogerador devido as medições dos esforços horizontais em campo terem sido realizadas por cima da base e não por baixo onde, de fato, as tensões são transmitidas. Ocorre que como a al-

tura da fundação é muito pequena em relação à altura da torre a sua desconsideração não altera significativamente os valores das tensões transmitidas.

Para efeito de análise das fundações do aerogerador estudado e a favor da segurança, serão considerados os esforços atuantes obtidos a partir das análises dos dados dos ensaios realizados no túnel de vento, ou seja, uma força de arrasto horizontal de 691 kN atuando a 46,2 m da face superior da fundação do aerogerador gerando um momento de 31924,2 kNm. Além do mais, a própria NBR 6123/87 (ABNT, 1987) sugere a utilização de resultados experimentais obtidos em túnel de vento, com simulação das principais características do vento natural. Por outro lado, vale destacar que a NBR 6123/87 modificada apresentou as estimativas do momento mais próximas dos valores extrapolados pelo monitoramento, revelando-se como uma alternativa que pode ser bastante útil em projetos dessa natureza.

11 – ANÁLISE DAS FUNDAÇÕES DO AEROGERADOR

O Quadro 2 mostra o resumo dos dados adotados para as análises da estabilidade da fundação do aerogerador estudado. O aerogerador escolhido para o presente estudo é uma das dez unidades que compõem uma usina eólica situada no município de São Gonçalo do Amarante – CE. Dessa forma observa-se que, curiosamente, a forma da sapata utilizada como fundação do aerogerador é do tipo quadrada. Vale registrar que, por questões de simetria, o ideal seria a utilização de sapatas circulares ou octogonais.

Quadro 2 – Resumo dos dados adotados nas análises das fundações.

Dados geométricos						
Fundação	Dimensões (m)	Altura (m)	Prof. Assent (m)	Peso total (kN)	F _s (kN)	M (kNm)
Sapata quadrada	9 × 9	1,5	1,5	3700	691	31924,2
Parâmetros/Índices geotécnicos						
Tipo de solo	N _{SPT}	φ (grau)	c (kPa)	ρ (kN/m ³)	G _{max} (MPa)	v
Areia fina	46	40	5	17	197,2 a 365,7	0,33

11.1 – Tensões aplicadas pela fundação do aerogerador

As tensões estáticas transmitidas pela base do aerogerador estudado, sem considerar a ação do vento, foram estimadas em 45,7 kPa e determinadas pela relação entre o esforço vertical (fundação + superestrutura), V , e a área, A , da fundação.

A tensão transmitida pela fundação do aerogerador estudado a partir da consideração da carga estática equivalente foi estimado em 137,04 kPa e determinada a partir da seguinte equação:

$$P_e = v' \cdot \mu' \cdot P_v \quad (6)$$

onde P_e é a carga estática equivalente, $v' = \frac{f_n^2}{f_n^2 + f_m^2}$ é o coeficiente dinâmico, $f_n = \frac{300}{\sqrt{d}}$ é a fre-

quência natural, f_m é faixa de variação da frequência de excitação, μ' é um coeficiente de fadiga, P_v é o peso de máquina mais a fundação e d é o deslocamento estático.

Considerando-se a ação do vento e que em solos arenosos, em regra, não é possível a mobilização de tensões de tração, tem-se um diagrama de pressões transmitidas de forma triangular com base (L_{comp}) determinada pela seguinte expressão:

$$L_{comp} = 3 \cdot \left(\frac{B}{2} - e \right) \quad (7)$$

Neste caso, a tensão máxima aplicada (σ_{max}) é dada por:

$$\sigma_{max} = \frac{4}{3} \cdot \frac{V}{B(L - 2e)} \quad (8)$$

onde B e L são os lados da fundação e e é a excentricidade.

A carga horizontal (H) atuante no aerogerador, para a velocidade do vento de pico, não é uma carga estática. Na verdade, é uma carga dinâmica que foi transformada em estática. Como oscilações do vento provocam alterações de esforços também na direção vertical, para efeito de cálculo a carga vertical também foi majorada e transformada em carga estática equivalente.

Dessa forma, estima-se que a tensão aplicada máxima seja igual a 507,5 kPa e a excentricidade foi elevada e caiu fora do terço médio da fundação. Dessa forma o comprimento da fundação não sujeito a tensões é de 4,14 m, que corresponde a 46% da dimensão da sapata.

Baseado no exposto, verifica-se que a adoção da carga estática equivalente na determinação das tensões transmitidas ao solo de fundação de estruturas de aerogeradores não é indicada. Comparando-se a tensão transmitida via carga equivalente estimada em 137,04 kPa com a tensão máxima via dados do túnel de vento, de 507,5 kPa, observa-se que a primeira é apenas cerca de 27% da segunda. Além disso, o procedimento da carga estática equivalente não permite que sejam determinadas tensões negativas no solo.

11.2 – Tensão admissível do solo

A estimativa da tensão admissível do solo pode ser feita utilizando-se processos semi-empíricos ou por métodos teóricos. No Quadro 3, mostra-se um resumo das estimativas da tensão admissível do solo realizadas com base no SPT, no PMT e utilizando ensaios de laboratório.

Pelo Quadro 3 observa-se que as estimativas realizadas por ensaios de laboratório foram as mais elevadas e as realizadas com base no SPT as menores. O PMT apresentou uma estimativa intermediária entre as outras duas. O método de Meyerhof (1965) apresentou o menor valor, 410 kPa, e o maior valor, 4773 kPa, foi estimado a partir da proposta de Terzaghi (1943).

Quadro 3 – Resumo das estimativas da tensão admissível do solo realizadas com base no SPT, no PMT e utilizando ensaios de laboratório.

Método	Tipo de dado utilizado	σ_{adm} (kPa)
Terzaghi e Peck (1967)	SPT	506
Meyerhof (1965)	SPT	410
Método prático	SPT	920
Ménard (1975)	PMT	1040
Vesic (1975)	Cisalhamento direto	2109
Terzaghi (1943)	Cisalhamento direto	4773

Vale ressaltar ainda a enorme diferença encontrada a partir das metodologias de Terzaghi (1943) e Vesic (1975) apesar de serem métodos racionais e terem utilizado os mesmos tipos de dados (cisalhamento direto). Isso ocorreu pela presença de esforços horizontais, que é considerado apenas na proposta de Vesic (1975).

Comparando a máxima tensão de compressão aplicada (σ_{max}) de 507,5 kPa pela fundação do aerogerador que foi obtida via metodologia do túnel de vento, com os valores estimados da tensão admissível do solo constantes no Quadro 3, verifica-se que em praticamente todas as metodologias utilizadas a tensão máxima aplicada não superou a tensão admissível do solo. As exceções ocorreram com a utilização dos métodos de Meyerhof (1965) e de Terzaghi e Peck (1967). No entanto, pelo método de Terzaghi e Peck (1967) a tensão admissível do solo praticamente coincidiu com a máxima tensão de compressão aplicada.

Dessa forma, conclui-se que as fundações do mencionado aerogerador encontram-se estáveis quanto à ruptura do solo.

11.3 – Estimativas de recalque

O Quadro 4 mostra a comparação dos valores estimados para o recalque da fundação do aerogerador estudado com base no SPT, PMT e a partir da Teoria da Elasticidade. Descartando-se os valores demasiadamente elevados obtidos com base na teoria da elasticidade via oedômetro e ensaios pressiométricos pela análise tradicional, verifica-se que os recalques estimados variaram de 6,0 a 16,0 mm, com valor médio de 9,2 mm.

Quadro 4 – Comparação dos valores estimados para o recalque da fundação do aerogerador estudado com base no SPT, PMT e a partir da teoria da elasticidade.

Referência	Forma de obtenção	Recalque (mm)
Schmertmann (1970)	SPT	7,6
Schultz e Sherif (1973)	SPT	8,8
Burland e Burbidge (1985)	SPT	8,3
Décourt (1992)	SPT	6,0
Ménard e Rousseau (1962)	PMT/tradicional	10,2
Teoria da Elasticidade	E a partir do E_{oed}	147,9
Teoria da Elasticidade	E a partir do E_i (PMT/tradicional)	53,5
Teoria da Elasticidade	E a partir do E_c (PMT/racional)	7,7
Teoria da Elasticidade	E a partir do N_{SPT}	16,0

Até o presente momento, todas as análises de recalque realizadas consideraram apenas tensões médias transmitidas ao solo. No entanto, conforme observado em itens anteriores, a tensão média proporciona a transmissão de uma tensão ao solo de 253,8 kPa que corresponde a apenas 50% da máxima tensão transmitida de 507,5 kPa. Dessa forma, considerando-se agora a tensão máxima transmitida de 507,5 kPa, estimaram-se novos valores de recalque.

Mais uma vez, descartando-se os valores demasiadamente elevados e utilizando resultados de ensaios pressiométricos pela análise tradicional, verifica-se que os recalques estimados para os máximos valores de tensões transmitidas variaram de 12,1 a 32,0 mm, com valor médio de 18,5 mm.

11.4 – Estimativas da frequência de vibração

As estimativas das frequências de vibração das fundações do aerogerador estudado foram realizadas por meio de alguns dos métodos mais divulgados na literatura, três empíricos (DEGEGO, Tschebotarioff e Ward, 1948 e Alpan, 1961), dois outros métodos que consideram o solo como um semi-espaço elástico (Lysmer e Richart, 1966 e Nagendra e Sridharan, 1981). Além desses, também é utilizado o clássico método que considera o solo como um conjunto de molas lineares sem peso proposto por Barkan (1962).

O Quadro 5 mostra a comparação das estimativas de k , c_z , D , f_n , f_n' e A_z realizadas. Por ela, observa-se que a faixa de variação das estimativas da frequência natural foi ampla, variando de 331 a 1529 rpm. Com exceção do método “German Research Society for Soil Mechanics”, cuja confiabilidade dos valores estimados é reconhecidamente questionada por desconsiderar, dentre outros fatores, a influência da área de contato na frequência de vibração (Tschebotarioff, 1978), os métodos empíricos estimaram os menores valores. Vale destacar que os valores da frequência natural estimados pelos métodos empíricos de Tschebotarioff e Ward (1948), Alpan (1961) e Haase (1975), para uma tensão aplicada igual a 199,9 kPa (σ_{med}), foram bastante concordantes e variaram de 331 a 404 rpm. Por outro lado, os métodos do semi-espaço elástico estimaram os maiores valores da frequência natural, cujo valor, em média, variou de 1233 a 1333 rpm. Pela proposta que considera o solo como um conjunto de molas lineares sem peso (Barkan, 1962), a frequência natural foi estimada em 1529 rpm.

Quadro 5 – Comparação dos valores da frequência estimados por diferentes métodos.

Método	k_z (kNm)	c_z (kPa/m)	D	f_n (rpm)	f_n' (rpm)	A_z (mm)
German Research Society for Soil Mechanics (Tschebotarioff, 1978)	-	-	-	1455	-	-
Método de Tschebotarioff e Ward (1948)	-	-	-	385	-	-
Alpan (1961)	-	-	-	404	-	-
Método da carga estática (Haase, 1975)	-	-	-	331 a 707	-	-
Lysmer e Richart (1966)	7880779 a 9199801	-	0,36	1394 a 1507	1302 a 1407	0,002 a 0,003
Nagendra e Sridharan (1981)-dist. Uniforme	6186412 a 7221844	-	0,57	1235 a 1335	1018 a 1100	0,001
Nagendra e Sridharan (1981)-dist. Parabólica	4639809 a 5416383	-	0,36	1070 a 1156	998 a 1079	0,001
Barkan (1962) - sem amortecimento	-	11980	-	1529	-	-
Barkan (1962) - com amortecimento	-	11980	0,65	-	1162	0,001

A razão de amortecimento (D) estimada pelos métodos de Lysmer e Richart (1966) e de Nagendra e Sridharan (1981) para uma distribuição de pressão parabólica, apresentaram o mesmo valor 0,36 enquanto o método de Barkan com amortecimento proporcionou o valor de 0,65 para D . Pelo Quadro 5 observa-se que as estimativas da frequência amortecida (f_n') estão diretamente associadas com a razão de amortecimento (D), ou seja, quanto maior D maior é a diferença entre f_n e f_n' . Esse resultado é concordante com a afirmação de Almeida Neto (1989) de que para baixos valores de D a frequência amortecida difere pouco da frequência natural do sistema.

As estimativas das amplitudes de vibração (A_z) foram bastante reduzidas variando de zero a 0,003 mm. Esse resultado é concordante com as medidas dos acelerômetros situados na base do aerogerador durante a monitoração estrutural em que foi comprovado que praticamente não houve

transmissão de movimentos verticais para as fundações. Avaliando a possibilidade de efeitos danosos devido à vibração do aerogerador em pessoas, em estruturas prediais e em máquinas rotativas, verifica-se a ausência de risco de danos.

Apesar da grande variação encontrada para a frequência por todos os métodos, verifica-se diferenças bastante superiores a 30% com relação à faixa de frequência de operação da máquina que é de 18 a 34 rpm, indicando a ausência de risco de fenômenos ressonantes.

Destaca-se ainda também que a constante de mola (k) é mais sensível à variação do valor adotado para o módulo de deformação cisalhante máximo (G_{max}) do que o coeficiente de amortecimento (c). Pelos resultados encontrados a partir da proposta de Lysmer e Richart (1966), variações de cerca de 16,7% no valor de G_{max} provocaram variações de também 16,7% no valor de k e de apenas 8% no valor de c .

Com relação à possibilidade de redução das dimensões da fundação do aerogerador estudado, verifica-se que as tensões máximas transmitidas ao solo de fundação são inferiores a tensão admissível média estimada. Os recalques máximos foram estimados, considerando-se a média das tensões transmitidas na condição de operação de pico, na média em 9,2 mm. Neste caso, o recalque estimado é inferior ao recalque limite absoluto de 25 mm recomendado por Velloso e Lopes (1996) para sapatas assentes em areia. Apesar da falta de informação do fabricante do aerogerador estudado quanto ao máximo recalque permitido, com base nos reduzidos valores da parcela dinâmica do recalque obtidos em campo por Roitman e Magluta (2003) no monitoramento estrutural e pelos métodos dinâmicos utilizados verifica-se que dificilmente seria possível ocorrer problemas nas fundações do aerogerador por recalques excessivos.

Baseado no exposto, verifica-se que o elevado valor da velocidade do vento adotada no projeto, de 25 m/s, faz com que haja a necessidade de estruturas bastante robustas. Neste contexto, deve haver um compromisso do valor adotado como velocidade do vento de projeto entre o máximo valor da região e o valor médio medido em estações. Como a velocidade média do vento da região é de 8,5 m/s e velocidades superiores a 22 m/s tem recorrência reduzida, estruturas projetadas para operar a velocidades superiores a esta são anti-econômicas. Dessa forma, com a adoção de uma velocidade máxima de operação reduzida para 22 m/s não só se obtém fatores de segurança adequados como se conseguiria projetar fundações mais econômicas.

12 – CONSIDERAÇÕES FINAIS

A realização deste trabalho permitiu o estabelecimento das seguintes conclusões:

- Dentre todas as propostas avaliadas que utilizam os resultados da sondagem à percussão (SPT), a que apresentou valores do módulo de deformação cisalhante máximo (G_{max}) mais coerentes foi a de Seed *et al.* (1983). Já dentre as que utilizam os resultados dos ensaios pressiométricos (PMT), a proposta de Kaldesiotis *et al.* (1990) em função do módulo cisalhante inicial (G_i) foi a que apresentou os resultados mais concordantes;
- A força de arrasto aplica-se um pouco abaixo do centro da nacele do modelo. A favor da segurança concluiu-se que esta força pode ser estimada como situada no ponto médio da nacele;
- Determinação do momento pela NBR 6123/87 modificada é uma alternativa bastante atrativa para projetos dessa natureza;
- Não é recomendável a adoção da carga estática equivalente na determinação das tensões transmitidas ao solo de fundação de estruturas de aerogeradores;
- A fundação do aerogerador estudado na configuração atual é estável quanto à ruptura do solo;

- A faixa de variação das estimativas da frequência natural foi ampla, variando de 331 a 1529 rpm. Com exceção do método “German Research Society for Soil Mechanics”, os métodos empíricos estimaram os menores valores. Os valores da frequência natural estimados pelos métodos empíricos de Tschebotarioff e Ward (1948), Alpan (1961) e Haase (1975), para uma tensão aplicada igual a 199,9 kPa (σ_{med}), foram bastante concordantes. Os métodos do semi-espaço elástico estimaram os maiores valores da frequência natural;
- Verificou-se a ausência de risco de fenômenos ressonantes;
- Reduzindo-se a máxima velocidade do vento de operação para 22 m/s, estima-se que as dimensões da fundação do aerogerador poderiam ser reduzidas em cerca 32% com relação ao volume de concreto da fundação do aerogerador existente.

13 – AGRADECIMENTOS

Os autores do artigo agradecem à COPPE/UFRJ pela utilização do Analyzer, à UFPB pela utilização do Pressiômetro de Ménard, ao Professor Erinaldo Hilário Cavalcante (UFS) pela realização dos ensaios de campo e aos técnicos, professores e alunos do Programa de Pós Graduação em Geotecnia da Universidade de Brasília, em particular colegas do GPFees (Grupo de Fundações, Ensaios de Campo e Estruturas de Contenção deste mesmo Programa). O primeiro autor, em particular, agradece ao CNPq pela bolsa de doutoramento.

14 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Alpan, I. (1961). *Machine Foundations and Soil Resonance*. Géotechnique, Vol. 11, pp. 95-113.
- ASTM D4719/87 (1987). *Standard Test Method for Pressurement Testing in Soils*. Annual Book of ASTM Standards, New York, Vol. 04.08.
- ABNT (2001). NBR 6484/01 - *Execução de Sondagens de Simples Reconhecimento dos Solos*. Rio de Janeiro.
- ABNT (1987). NBR 6123/87. *Forças Devidas ao Vento em Edificações*. Rio de Janeiro.
- ABNT (1984). NBR 6508/84. *Grãos de Solos que Passam na Peneira de 4,8 mm – Determinação da Massa Específica, Método de Ensaio*. Rio de Janeiro.
- Barkan, D.D. (1962). *Dynamics of Bases and Foundations*. McGraw-Hill Book Company, New York, 434 p.
- Barros, J.M.C. (1990). *Parâmetros Dinâmicos de Alguns Solos Brasileiros Determinados em Ensaios de Coluna Ressonante*. Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica – COBRAMSEG. Salvador, Vol. 2, pp. 475-484.
- Barros, J.M. (1997). *Módulo de Cisalhamento Dinâmico de Solos Tropicais*. Tese de Doutorado. EPUSP. São Paulo. 437p.
- Barros, J.M.C.; Silveira, R.M. da S.; Amaral, C.S. (2006). *Módulo de Cisalhamento Máximo de Uma Argila Marinha Remoldada*. Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica – COBRAMSEG, Curitiba.

- Brandão, R.L. (1995). *Sistema de Informações para a gestão e administração Territorial da Região Metropolitana de Fortaleza - Projeto SINFOR: Diagnóstico Geoambiental e os Principais Problemas de Ocupação do Meio Físico da Região Metropolitana de Fortaleza*: CPRM. Fortaleza, 88 p.
- Burland, J.B.; Burbidge, M.C. (1985). *Settlements of Foundations on Sand and Gravel*. Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Part 1, Vol. 78.
- Byrne, P.M.; Salgado, F.M.; Howie, J.A. (1990). *Relationship between the Unload Shear Modulus from Pressuremeter Tests and the Maximum Shear Modulus for Sand*. 3rd ISPMA, Oxford Univ., pp. 231-241.
- Cavalcante, E.H. (2002). *Investigação Teórico-Experimental sobre o SPT*. Tese de Doutorado, COPPE/UFRJ, 410 p.
- Cavalcanti, V.M.M. (1998). *Qualidade das Areias Marinhas para Utilização como Agregado na Construção Civil, na Região Metropolitana de Fortaleza, Estado do Ceará*. Dissertação de Mestrado – Departamento de Geologia – UFC. Fortaleza.
- Cunha, R.P. (1996). *A New Cavity Expansion Model to Simulate Selfboring Pressuremeter Tests in Sand*. Solos e Rochas. São Paulo. Vol. 19, no 1, pp. 15-27.
- Décourt, L. (1992). *Fundações Rasas*. Anais da Mesa Redonda Solos na Cidade de São Paulo, pp. 217-228.
- Ferreira, I.A. (2003). *Simulação Numérica para Verificação das Cargas na Fundação para Condição de Pico de Velocidade de Vento. Projeto Otimização Estrutural Torre e Fundação de Aerogeradores*. Relatório Interno. Convênio UNIFOR/UFC/COELCE. Fortaleza.
- Freire, A.P.S. (2003). *Medição das Propriedades Dinâmicas de um Aerogerador*: Relatório COPPETEC – UFRJ/COPPE, Rio de Janeiro.
- Haase, A. (1975). *Fundações de Máquinas Rotativas*. Publicações Montreal-1. 56 p.
- Hardin, B.O. (1978). *The Nature of Stress-Strain Behavior of Soils*. In: Earthquake Engineering and Soil Dynamics Conference. Proceedings, ASCE, Pasadena, California. Vol. I, pp. 3-90.
- Kalteziotis, N.A.; Tsiambaos, G.; Sabatakakis, N.; Zervogiannis. (1990). *Prediction of Dynamic Parameters from Pressuremeter and Other In-Situ Tests*. In: International Symposium on Pressuremeters, 3. Proceedings, British Geotechnical Society, pp. 391-400.
- Lambe, T.W.; Whitman, R.V. (1976). *Mecânica de Suelos*. Editorial Limusa. México. 582 p.
- Lima, F. de A.M. (1976). *Fotointerpretação de Praias e Dunas no Município de Fortaleza, Ceará-Brasil*. Tese de Doutorado em Solos e Nutrição de Plantas. Universidade de São Paulo (USP).
- Lysmer, J.; Richart, F.E. (1966). *Dynamic Response of Footings to Vertical Loading*. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, Proc. ASCE, Vol. 92, No. SM1, January, pp. 65-91.
- Ménard, L. (1975). *The Ménard Pressurement, Interpretation and Application of Pressurement Test Results to Foundation Design*. Soils, No. 26.
- Ménard, L.; Rousseau, J. (1962). *L'Evaluation des Tassements – Tendences Nouvelles*.
- Meyerhof, G.G. (1965). *Shallow Foundations*. JSMFD, ASCE, Vol .91, No. SM2 (March), pp. 21-31.
- Mitchell, J.K.; Guzikowski, F.; Vilet, W.C.B. (1978). *The Measurement of Soil Properties in Situ, Present Methods – Their Applicability and Potential*. U.S. Dept. of Energy Report, Dept. of Civil Engineering. Berkeley: Univ. of California.

- Moura, A.S. (2007). *Avaliação de Metodologias de Projeto de Fundações Superficiais de Aerogeradores Assentes em Areia de Duna*. Tese de Doutorado, Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Brasília, 323 p.
- Nagendra, M.V.; Sridharan, A. (1981). *Response of Circular Footings to Vertical Vibrations*. Journal of the Geotechnical Engineering Division, Proc. ASCE, Technical Notes, Vol. 107, No. GT7, July, pp. 989-995.
- Ohsaki, Y.; Iwasaki, R. (1973). *On Dynamic Shear Moduli and Poisson's Ratio of Soil Deposits*. Soils and Foundations, JSSMFE, Vol. 13, No. 4, Dec., pp. 59-73.
- Quaresma, A.R.; Decourt, L.; Quaresma Filho, A.R.; Almeida, M.S.S.; Danziger, F. (1998). *Investigações Geotécnicas*. In: Fundações: Teoria e Prática. São Paulo. Ed. PINI Ltda., pp. 119-196.
- Roitman, N.; Magluta, C. (2003). *Monitoração do Aerogerador-CE*. Relatório Técnico – COPPETEC/PEC 4400A. Programa de Pós-Graduação da Universidade Federal do Rio de Janeiro-COPPE/UFRJ. Rio de Janeiro.
- Roitman, N.; Magluta, C.; Aragão Filho, L.A.C.M. (2004). *Monitoração Estrutural de Uma Torre de Um Gerador Eólico*. XXXI Jornadas Sud-Americanas de Ingenieria Estructural. Mendoza, Argentina, pp. 1-12.
- Richart, F.E., Jr., Hall, J.R.; Woods, R.D. (1970). *Vibrations of Soils and Foundations*. Prentice-Hall, Inc., Englewood Cliffs, New Jersey, 414 p.
- Schmertman, J.H. (1970). *Static Cone to Compute Settlement Over Sand*. Journal of the Soil Mechanics and Foundation Engineering, ASCE, Vol. 96, pp. 1011-1043.
- Schnaid, F. (2000). *Ensaio de Campo e Suas Aplicações à Engenharia de Fundações*. Oficina de Textos. São Paulo.
- Schnaid, F.; Lehane, B.M.; Fahey, M. (2004). *In Situ Test Characterisation of Unusual Geomaterials*. 2nd Int. Conf. on Site Charact., Milpress, Porto, 1: pp. 49-74.
- Schultz, E; Sherif, G. (1973). *Prediction of Settlements from Evaluated Settlement Observation on Sands*. Proc. 8th Int. Conf. Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 2, pp. 225-230.
- Seed, H.B.; Idriss, I.M.; Arango, I. (1983). *Evaluation of Liquefaction Potential Using Field Performance Data*. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 109, No. 3, Mar., pp. 458-482.
- SEINFRA (2000). *Estado do Ceará, Atlas do Potencial Eólico*. Fortaleza-CE.
- Souza Pinto, C. (2000). *Curso Básico de Mecânica dos Solos*. Ed. Oficina de Textos. São Paulo. 247 p.
- Stephenson, R.W.; Luna, R.; Liu, W.; Anderson, N. (2004). *Comparison of Cross-Hole, Seismic Cone Penetrometer, Spectral Wave (SASW) to Characterize Bridge Sites in the New Madrid Seismic Zone*. Proceedings ISC-2 on Geotechnical and Geophysical Site Characterization. Viana da Fonseca & Mayne (eds). Porto.
- Terzaghi, K. (1943). *Theoretical Soil Mechanics*. John Wiley & Sons, New York.
- Terzaghi, K.; Peck, R.B. (1967). *Soil Mechanics in Engineering Practice*. 2nd. Edition, John Wiley & Sons, New York.
- Tschebotarioff, G. P. (1978). *Fundações, Estruturas de Arrimo e Obras de Terra*. McGraw-Hill do Brasil. São Paulo. 513 p.

- Tschebotarioff, G. P.; Ward, E.R. (1948). *The Resonance of Machine Foundations and the Soil Coefficients which Affect it*. Proc. 2nd Intern. Conf. on Soil Mech & Found. Engng, Rotterdam, Vol I, pp. 309-313.
- Velloso, D.A.; Lopes, F.R. (1996). *Fundações*. Vol. 1, COPPE-UFRJ, 2ª ed., Rio de Janeiro, 290 p.
- Vesic, A.S. (1975). *Bearing Capacity of Shallow Foundations*. Ch.3 in *Foundation Engineering Handbook* (edited by H.F. Winterkorn and H.-Y. Fang), Van Nostrand Reinhold Co., New York. pp. 121-147.
- Yu, B.P.; Richart, F.E.Jr. (1984). *Stress Ratio Effects on Shear Modulus of Dry Sands*. *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol. 110, No. 3. pp. 331-345.

AVALIAÇÃO DA CAPACIDADE DE CARGA DE ESTACAS METÁLICAS TUBULARES DE ALTA RESISTÊNCIA ESTRUTURAL

Evaluation of the bearing capacity of driven high capacity steel pipe piles

Marita R. P. Cavassani*

Kátia Vanessa Bicalho**

Reno Reine Castello***

Nelson Aoki****

RESUMO – Avalia-se a capacidade de carga do sistema estaca-solo formado por estacas tubulares de aço de alta resistência estrutural cravadas em uma argila mole apoiada em um solo residual de gnaisse. As duas estacas analisadas neste artigo foram submetidas a elevadas energias durante uma prova de carga dinâmica de energia crescente (DIET). Os resultados da DIET mostraram que o comportamento do sistema estaca-solo estudado foi comandado pelo elemento estrutural de fundação. Estes resultados foram comparados com os resultados de métodos semi-empíricos de previsão da capacidade de carga (Aoki-Velloso, 1975; Décourt-Quaresma 1978, 1982) e com os resultados de provas de carga estática (PCE) realizadas posteriormente nas mesmas estacas já sobrecarregadas, e em condições distintas das da DIET. Os valores de capacidade de carga obtidos pela norma brasileira ABNT 6122 foram inferiores aos obtidos pela DIET. A resistência do sistema estaca-solo obtida na PCE atingiu em torno de 70% a 80% da carga de escoamento da estaca.

SYNOPSIS – In this study the ultimate bearing capacity of driven high capacity steel pipe piles is evaluated by using static and dynamic tests with increasing energy. The studied piles were driven in a soft clay over weathered gneiss. Dynamic tests with increasing energy and static loads were conducted on the piles. The results of the static and dynamic tests are compared with the predicted capacity from dynamic formulas and semi-empirical static methods (Aoki-Velloso, 1975; Décourt-Quaresma, 1978, 1982). Both measurements and predictions indicate that most of the static resistance results from point bearing. In order to analyze the structural resistance of the steel piles studied, during the dynamic tests with increasing energy these piles were submitted to high energies, in most cases higher than their yield stress. Therefore, the results of the static load tests are lower than the results of the dynamic tests (i.e., about 70 or 80% of the yield stress).

PALAVRAS CHAVE – Estacas metálicas, estacas cravadas, capacidade de carga.

1 – INTRODUÇÃO

Avanços tecnológicos têm sido feitos quanto ao projeto, sistema e controle de cravação e processo executivo de fundações profundas na busca de um aumento na capacidade de carga de fundações e métodos de construção mais econômicos e eficientes. Atualmente existem no mercado

* Engenheira e Mestre em Engenharia Civil, E-mail: maritarpc@gmail.com

** Professora, Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Federal do Espírito Santo, Vitória, ES, Brasil, E-mail: kvbicalho@gmail.com

*** Consultor SOLO Fundações e Geotecnia, Vitória, Brasil E-mail: solo@soloreno.com.br

**** Professor, Departamento de Geotecnia, Escola de Engenharia de São Carlos - USP, São Carlos, Brasil, E-mail: nelson.aoki@uol.com.br

estacas de aço de alta resistência, que beneficiam diretamente a relação peso da estaca/carga de serviço. Essas estacas podem ser muito vantajosas, principalmente em projetos com cargas elevadas nos pilares e cujo perfil geotécnico apresenta como camada de apoio o embasamento rochoso. Entretanto, nessa situação a carga pode ser transmitida quase que integralmente pela ponta da estaca e o elemento fraco do sistema de fundação pode vir a ser a rocha.

Wyllie (1992) sugere que para fundações profundas a tensão admissível da rocha seja tomada como sua resistência à compressão simples, q_u . Bowles (1996) mostra que q_u do granito varia entre 70 e 276 MPa, assim, no caso usual de projetos em que não se tem investigação alguma da rocha de apoio um valor máximo a se tomar seria de 70 MPa. Existe, portanto, a necessidade de uma avaliação da capacidade de carga dessas estacas, principalmente no que se refere à capacidade do terreno de fundação suportar tensões tão elevadas quanto as produzidas por aços de alta resistência. Essa análise é feita neste estudo através da realização de ensaios de campo, provas de carga estática e dinâmica de energia crescente.

Neste artigo, estuda-se o comportamento de duas estacas tubulares de pequeno diâmetro ($\varnothing 141,3$ mm e comprimento de cerca de 22,5 m) fabricadas com aço de alta resistência. As estacas em estudo foram submetidas ao ensaio de carregamento dinâmico de energia crescente, e após realizou-se também prova de carga estática do tipo lenta de carga mantida, não instrumentada, de acordo com as prescrições da NBR 12131 (ABNT, 1995). A prova de carga estática foi realizada com as estacas em condições distintas das da prova de carga dinâmica, pois na prova dinâmica as estacas foram bastante sobrecarregadas, atingido o limite de escoamento do aço das estacas. Os ensaios foram realizados com o objetivo de analisar as cargas máximas mobilizadas pelo sistema estaca solo e avaliar assim a utilização das estacas em estudo como elemento estrutural de fundação.

Os resultados obtidos pelas provas de carga dinâmica de energia crescente e estáticas realizadas nas estacas em estudo e a capacidade de carga prevista pelas fórmulas estáticas semi-empíricas: Aoki-Velloso (1975) e Décourt-Quaresma (1978, 1982) são comparados neste artigo.

2 – CARACTERÍSTICAS DO SOLO E DAS ESTACAS

2.1 – Perfil geotécnico

As estacas em estudo foram cravadas num campo de experiências construído na Refinaria Duque de Caxias – REDUC, situada no município de Duque de Caxias, no estado do Rio de Janeiro, sudeste do Brasil. O município de Duque de Caxias está localizado na Baixada Fluminense, na região denominada de Baixada da Baía da Guanabara, cuja geologia local é caracterizada por depósitos sedimentares de origem fluvio-marinha (Costa Filho *et al.*, 1985). As argilas da Baixada Fluminense apresentam alta plasticidade com valores de limite de liquidez entre 136 e 154, e correspondentes valores de índice de plasticidade entre 88 e 116 (Pacheco Silva, 1953; Costa Filho *et al.*, 1985).

O perfil geotécnico esquemático do subsolo do campo de experiências em estudo com os resultados obtidos em uma sondagem de simples reconhecimento (SPT), executada nas proximidades das estacas ensaiadas está ilustrado na Figura 1. O perfil consiste, inicialmente, de um aterro de material argiloso sobre uma camada espessa (10,50 m) de argila orgânica, de consistência muito mole, seguida de uma camada de argila arenosa, plástica, de consistência mole. Abaixo, encontram-se camadas finas de areia argilosa pouco compacta, seguida por uma camada de argila plástica de consistência média e uma camada de silte arenoso medianamente compacto. Desta camada até o limite da sondagem (21,55 m), encontra-se um solo residual, proveniente da decomposição da rocha matriz de gnaíse. A variação do índice de resistência a penetração N_{SPT} com a profundidade mostra que a resistência da camada de argila orgânica é muito baixa ($N_{SPT} = PP/45$). A resistência aumenta nas camadas subjacentes, atingindo valores elevados de N_{SPT} (45/12 e 45/09) na camada de solo residual. O nível d'água se encontra na camada de aterro na profundidade de 1,20 m.

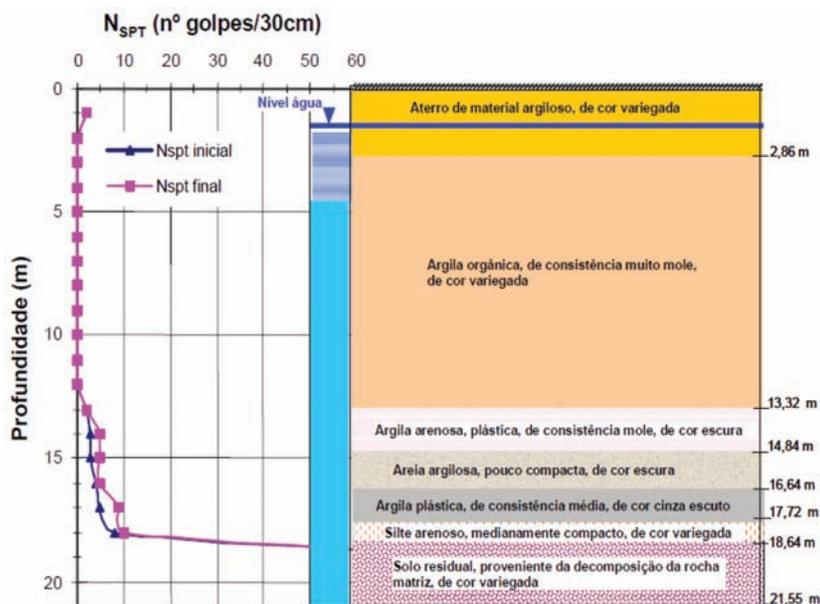


Fig. 1 – Perfil geotécnico do terreno e variação de N_{SPT} com a profundidade.

2.2 – Características das estacas

Foram analisadas duas estacas metálicas tubulares de aço sem costura, Tubos Mannesmann - fabricação V&M, com diâmetro de 141,3 mm e comprimento de cerca de 22,5 m. O aço usado na fabricação das estacas foi VMB 350 com limite de escoamento F_y igual a 350 MPa e limite de ruptura F_u igual a 485 MPa. As estacas foram cravadas com martelo do tipo “queda livre”, com peso de 28,70 kN e altura de queda do martelo de 0,30 m. Utilizaram-se como acessórios de cravação um capacete metálico, dotado na sua parte superior por um cepo de madeira dura com fibras paralelas ao eixo da estaca, utilizado para distribuir uniformemente as tensões dinâmicas geradas pelo golpe do martelo sobre o topo da estaca.

3 – ENSAIOS UTILIZADOS

Os ensaios foram realizados antes do ano de 2005 conforme as normas brasileiras em vigor na época. Assim, algumas normas utilizadas na época já estavam em fase de revisão e foram atualizadas.

3.1 – Prova de carga dinâmica de energia crescente

O ensaio de carregamento dinâmico de energia crescente foi realizado nas estacas E01 e E02, pela empresa Geomec – Engenheiros Consultores S/C LTDA, a qual forneceu os sinais obtidos em campo. Cada estágio de carregamento foi realizado conforme as prescrições da NBR 13208, “Estacas – Ensaio de Carregamento Dinâmico – Método de Ensaio” (ABNT, 1994), para se verificar o comportamento do sistema estaca-solo sob a aplicação de uma força de impacto sobre o topo da estaca.

A instrumentação dinâmica é composta por um conjunto de instrumentos e equipamentos utilizados para a aquisição e tratamento de dados, formada por um par de acelerômetros, um par de transdutores de deformação específica e de um analisador de cravação de estacas (*Pile Driving Analyser*, PDA).

Os transdutores de deformação específica e os acelerômetros são fixados perto do topo da estaca, em posições diametralmente opostas para compensar eventuais efeitos de momento fletor ocasionados pelo golpe do martelo sobre a estaca. Estes instrumentos são conectados no analisador de cravação PDA, que recebe e processa internamente os sinais em tempo real e a cada impacto do martelo (Hussein *et al.*, 2002). As medidas de deformação são convertidas em força através da aplicação da lei de Hooke e as medidas de aceleração são convertidas em velocidade através da integração em relação ao tempo.

Com base na Teoria da Equação da Onda, o PDA analisa os sinais monitorados e estima imediatamente no campo um grande número de variáveis para cada golpe do martelo. Entre as principais variáveis, pode-se citar: as forças máximas de compressão, FMX, e de tração, CTN, a energia cinética máxima aplicada ao sistema estaca-solo, EMX, o deslocamento máximo, DMX, e a resistência estática máxima pelo método Case, RMX.

Para uma avaliação mais extensiva e precisa da capacidade de carga do sistema estaca-solo, as medidas de força e de velocidade registradas pelo PDA podem ser analisadas posteriormente em escritório pelo método CAPWAP (*Case Pile Wave Analysis Program*). Por esse método é possível obter a magnitude e a distribuição de resistência última ao longo do fuste e sob a ponta da estaca (Hussein *et al.*, 2002).

A aplicação da carga foi feita com energia crescente, através do aumento das alturas de queda do martelo sobre a estaca, conforme a metodologia “*Dynamic Increasing Energy Test*” (DIET) proposta por Aoki (1989, 2000). O aumento da energia visa atingir um deslocamento suficiente da ponta da estaca para mobilizar a sua resistência total. Com essa metodologia é possível verificar o comportamento do sistema estaca-solo construindo a curva carga mobilizada-deslocamento máximo. A carga mobilizada a cada golpe foi medida pela instrumentação com monitoração dinâmica utilizando um analisador de cravação (PDA) e pela interpretação do registro de deslocamento do topo da estaca pela medição de nega e repique utilizando o procedimento de Chellis (1961).

Na realização dos ensaios foram utilizados martelos do tipo queda livre com peso igual a 28,70 kN e alturas de queda variáveis e crescentes (em geral 0,3 m) em cada um dos 6 golpes aplicados em cada estaca (0,3 m a 1,5 m e 1,7 m) até que o limite das tensões admissíveis do aço empregado na fabricação das estacas tivesse sido atingido ou até a plastificação do solo confinante das estacas. As estacas foram ensaiadas seis dias após a cravação.

Na prova de carga dinâmica as estacas E01 e E02 foram levadas ao limite da sua capacidade estrutural, visando verificar a carga última que estas estacas podem suportar e contribuindo assim para a sua utilização como elemento estrutural de fundação. Neste trabalho é considerado o limite da capacidade estrutural das estacas a carga que provoca o escoamento do aço em que as estacas foram fabricadas, denominada de resistência de escoamento, R_e . O valor de R_e foi obtido por:

$$R_e = F_y \cdot A_s \quad (1)$$

F_y – tensão de escoamento do aço;

A_s – área da seção transversal de aço da estaca.

3.2 – Prova de carga estática

Foram realizadas provas de carga estáticas à compressão vertical nas estacas E01 e E02 por uma firma especializada cerca de trinta e cinco dias após a realização da prova de carga dinâmica de energia crescente nessas mesmas estacas. As informações aqui apresentadas foram obtidas no relatório técnico fornecido. O ensaio foi executado conforme os procedimentos estabelecidos na Norma da ABNT, NBR 12131 “Prova de Carga Estática”, com carregamento lento.

O ensaio de prova de carga estática foi realizado com aplicação de carga em estágios iguais e sucessivos, correspondente a 10% do valor da carga de ruptura estimada. Em cada estágio, a carga

foi mantida até a estabilização dos deslocamentos e, por pelo menos trinta minutos. Os estágios de carga à compressão foram aplicados por um macaco hidráulico reagindo contra uma estrutura de reação ancorada no terreno por meio de tirantes. Os deslocamentos verticais do topo da estaca foram medidos por meio de quatro extensômetros mecânicos, com sensibilidade para leituras de até 0,01 mm, instalados em dois eixos principais no bloco de coroamento, que era constituído por um capitel de aço soldado no topo da estaca. Admite-se para o recalque de topo da estaca ensaiada à compressão, o valor médio dos recalques medidos nos dois pares de extensômetros instalados nos eixos principais no bloco de coroamento da mesma (capitel de aço).

A avaliação da carga de ruptura a partir dos resultados de prova de carga estática foi realizada pelo método da norma NBR 6122 (ABNT, 1996). O método descrito pela norma NBR 6122 convencionou a carga de ruptura como sendo a carga correspondente ao recalque, Δ_r , que excede a compressão elástica da estaca por um fator igual ao seu diâmetro dividido por 30, e é definida como (Figura 2):

$$\Delta_r = \frac{P_r \cdot L}{A \cdot E} + \frac{B}{30} \quad (2)$$

Δ_r (ou ρ_r) – recalque de ruptura convencional;

P_r (ou R) – carga de ruptura convencional;

L – comprimento da estaca;

A – área da seção transversal da estaca;

E – módulo de elasticidade do material da estaca;

B – diâmetro da estaca.

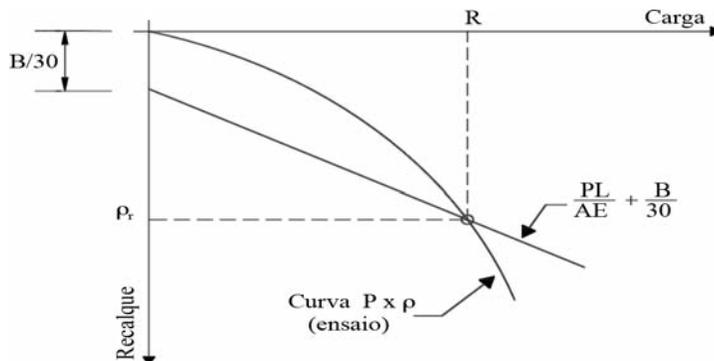


Fig. 2 – Carga de ruptura convencional (NBR 6122, 1996).

4 – RESULTADOS OBTIDOS

4.1 – Provas de carga dinâmica e estática

As Figuras 3 e 4 mostram as curvas adimensionais de carga-deslocamento obtidas pelos ensaios de prova de carga estática (PCE) e dinâmica (PCD) e também os deslocamentos elásticos e plásticos obtidos em cada golpe de energia crescente aplicado sobre as estacas E01 e E02, respectivamente, durante a prova de carga dinâmica. Os parâmetros de referência adotados para a carga e o deslocamento foram, respectivamente, a carga de escoamento, R_e , e o diâmetro externo da estaca, B . O golpe do martelo sobre a estaca produz um deslocamento permanente da mesma (nega, S) e também um deslocamento elástico da estaca (C_2) e do solo sob a ponta da estaca (C_3). Desta forma,

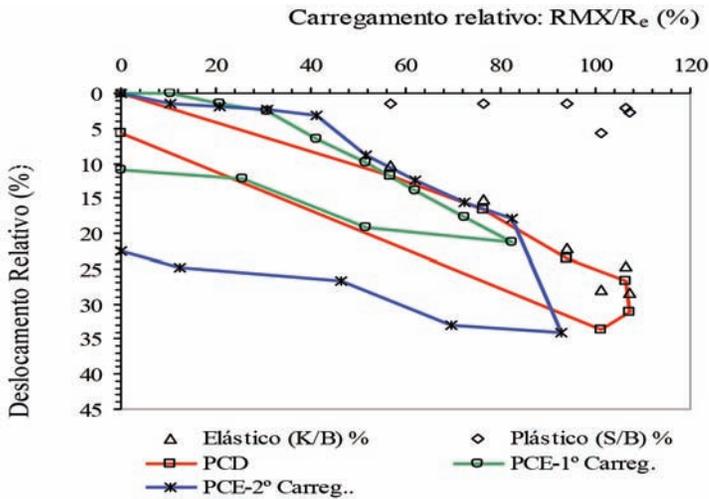


Fig. 3 – Curva adimensional carga-deslocamento – E01.

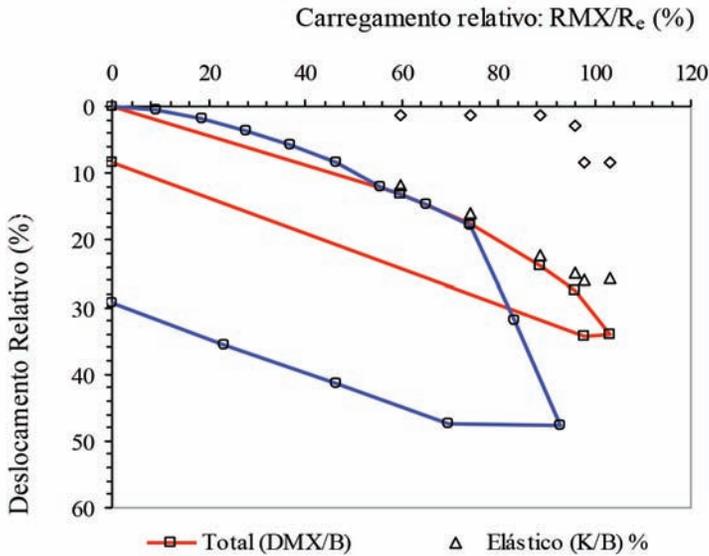


Fig. 4 – Curva adimensional carga-deslocamento – E02.

a penetração permanente produzida pelo golpe do martelo é seguida por um repique elástico (repique, $K = C_2 + C_3$) percebido pelo movimento para cima do topo da estaca.

Os valores da capacidade de carga obtidos nas provas de carga estáticas foram menores que os valores obtidos nas provas de carga dinâmicas. No entanto, as estacas estudadas foram submetidas primeiro à prova de carga dinâmica, nas quais foram bastante solicitadas, atingindo o seu limite de escoamento. Assim quando a prova de carga estática foi realizada as estacas já haviam sofrido escoamento e daí não se pode ser taxativo ao se fazer uma comparação entre os dois ensaios.

A curva carga-deslocamento da prova de carga dinâmica realizada na estaca E01 (Figura 3) mostra um comportamento elástico linear até o 4º golpe de energia crescente e a partir daí ocorre a plastificação do sistema (ou da estaca ou do solo), no qual a resistência permanece praticamente

constante e o deslocamento aumenta. Aumentando ainda mais a energia, a resistência do sistema diminui e o deslocamento total atinge aproximadamente 34% do diâmetro da estaca. Observa-se que a resistência fornecida na prova de carga dinâmica supera o valor da carga de escoamento da estaca, o que justifica o deslocamento plástico excessivo mostrado na curva (a estaca escoou).

A prova de carga estática foi realizada em dois carregamentos. O segundo carregamento mostra um aumento da rigidez do sistema estaca-solo em relação ao primeiro, ou seja, para os mesmos valores de resistências os deslocamentos correspondentes foram menores.

Observa-se um trabalho menor e uma energia de deformação elástica muito maior durante a realização da prova de carga dinâmica do que durante o último carregamento da prova de carga estática. Quanto menor o trabalho, menores são as deformações plásticas do sistema estaca-solo. Comportamento semelhante à estaca E01 foi apresentado pela estaca E02 (Figura 4).

4.2 – Previsão da resistência mobilizada no sistema estaca-solo

As fórmulas estáticas semi-empíricas Aoki-Velloso (1975) e Décourt-Quaresma (1978, 1982) foram utilizadas para prever a capacidade de carga do sistema estaca-solo com base nos resultados da sondagem à percussão SPT (Figura 1). Essas formulações fornecem os valores da capacidade de carga (R_u) do elemento isolado de fundação bem como as parcelas de resistência lateral (R_l) e resistência de ponta (R_p).

As Figuras 5 e 6 mostram a resistência total e as parcelas de resistência de ponta e lateral, estimadas pelo Método Aoki-Velloso (1975) e pelo Método Décourt-Quaresma (1978, 1982) respectivamente. Esses métodos de previsão da capacidade de carga forneceram uma resistência de ponta maior que a resistência lateral, concordando neste aspecto, com as análises dinâmicas feitas pelo método CAPWAPC (Figuras 7 e 8).

Conforme recomendações do método Décourt-Quaresma (1978, 1982), os valores de N_{SPT} são limitados ao valor mínimo de três e máximo de cinquenta. Os valores de capacidade de carga obtidos pelo método de Décourt-Quaresma (1978, 1982) foram bem inferiores aos valores obtidos pelo método Aoki-Velloso (1975) para o caso em estudo.

Com o objetivo de analisar a utilização das fórmulas semi-empíricas estáticas, Aoki-Velloso (1975) e Décourt-Quaresma (1978, 1982), para o sistema estaca-solo apresentado neste trabalho, os valores de capacidade de carga previstos por esses métodos foram comparados com os valores obtidos pelas provas de carga estáticas segundo o critério de interpretação da norma NBR 6122 (ABNT, 1996). Os resultados da capacidade de carga prevista e medida para as estacas E01 e E02 estão

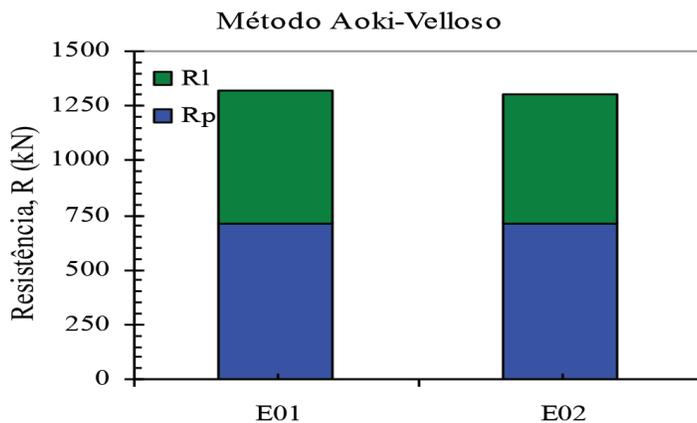


Fig. 5 – Resistência do sistema estaca-solo prevista por Aoki-Velloso (1975).

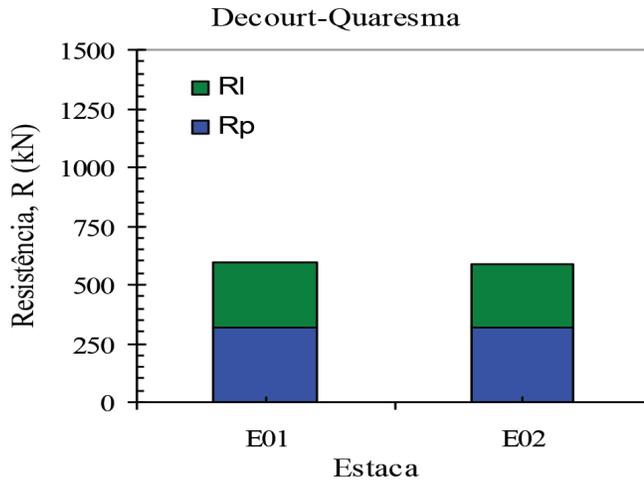


Fig. 6 – Resistência do sistema estaca-solo prevista por Décourt-Quaresma (1978, 1982).

ilustrados no Quadro 1. A relação entre a capacidade de carga prevista pelo método Aoki-Velloso (1975) e Décourt-Quaresma (1978, 1982) e a capacidade de carga obtida na prova de carga estática é definida respectivamente por μ_{A-V} e μ_{D-Q} .

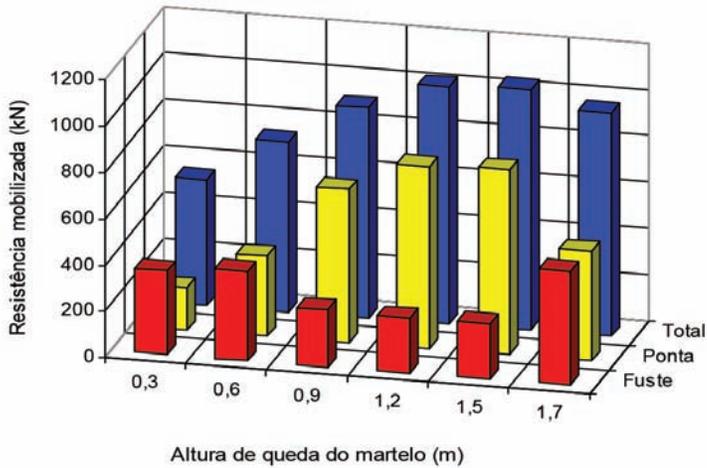


Fig. 7 – Curva resistência mobilizada total, fuste e ponta *versus* altura de queda do martelo – E01.

Quadro 1 – Resultados de carga de rutura.

Estaca	Resistência Estrutural	NBR 6122	Aoki-Velloso (1975)		Decourt-Quaresma (1978-1982)	
	RE	R_u	R_u	μ_{A-V}	R_u	μ_{D-Q}
E01	970	860	1323	1,54	592	0,69
E02	970	775	1303	1,68	590	0,76

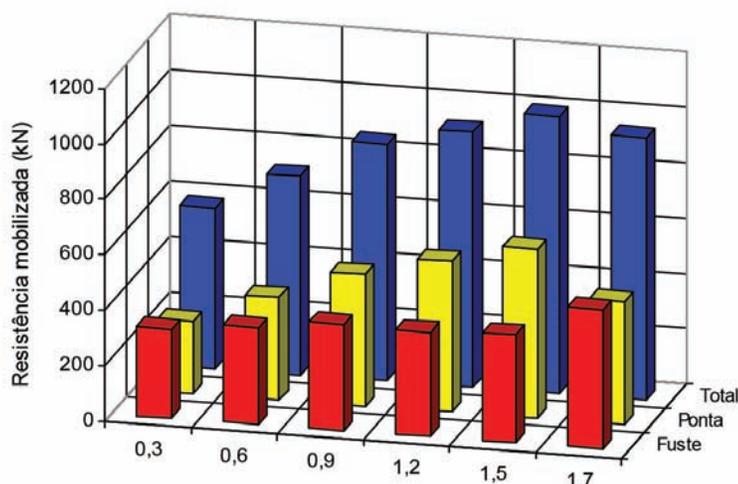


Fig. 8 – Curva resistência mobilizada total, fuste e ponta versus altura de queda do martelo – E02.

Um resumo da análise estatística descritiva dos valores de carga de ruptura está mostrado no Quadro 2. Observa-se que, para as estacas analisadas neste trabalho, o método de previsão da capacidade de carga do sistema estaca-solo que em média mais se aproximou dos valores obtidos nas provas de carga estáticas, interpretadas segundo a NBR 6122 (ABNT, 1996), foi o método de Décourt-Quaresma (1978, 1982), com $\mu_{D-Q(média)} = 0,72$ e desvio padrão igual a 0,05. Deve-se ressaltar entretanto que as provas de carga foram executadas em estacas que já estavam, pelo menos em parte, plastificadas. Também os métodos se aplicam a solos e as pontas das estacas estavam provavelmente em rocha.

Quadro 2 – Estatística de resultados de carga de ruptura.

Método	Aoki-Velloso (1975)	Decourt-Quaresma (1978-1982)
	$\mu_{A-V(média)}$	$\mu_{D-Q(média)}$
Média	1,61	0,72
Desvio Padrão	0,1	0,05

5 – CONSIDERAÇÕES FINAIS

Nas provas de carga dinâmicas as estacas foram levadas a tensões tão elevadas (maiores que F_y), que ocasionaram o escoamento dessas estacas e conseqüentemente deformações plásticas nas mesmas. Nos carregamentos subseqüentes as resistências estruturais das estacas foram menores. A insistência na cravação do elemento estrutural de fundação nos carregamentos crescentes acabou provocando perda progressiva da resistência das estacas. Observa-se, entretanto, que mesmo as estacas estando já sobrecarregadas, atingido o limite de escoamento, a resistência do sistema-estaca solo na prova de carga estática atingiu em torno de 70% a 80% da carga de escoamento da estaca.

Os métodos Aoki-Velloso (1975) e Décourt-Quaresma (1978, 1982) forneceram resistências de ponta maiores que as resistências laterais, assim como nas análises dinâmicas feitas pelo método CAPWAPC.

Comparações entre os valores de capacidade de carga previstos pelas fórmulas semi-empíricas estáticas com os valores obtidos pelas provas de carga estáticas segundo o critério de interpretação da norma NBR 6122 (ABNT, 1996) mostraram, para as condições da análise, que o método Aoki-Velloso (1975) superestimou o valor da capacidade de carga e o método Décourt-Quaresma (1978, 1982) subestimou, sendo este método o que forneceu valores de capacidade de carga mais próximos dos valores obtidos na prova de carga estática, com um desvio padrão igual a 0,05. No entanto, tal conclusão deve ser vista com restrições, pois as estacas já estavam estruturalmente comprometidas.

6 – AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem à empresa GEOMEC por fornecer todos os dados de prova de carga dinâmica e estática necessários para a realização deste trabalho. Em particular aos Engenheiros Sérgio. C. Paraíso e Cláudia Maria C. Costa pelo auxílio prestado e recepção na GEOMEC para a realização das análises CAPWAPC. A CAPES pela bolsa de estudos concedida à primeira autora e ao CNPq pela bolsa de produtividade para a segunda autora.

7 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ABNT (1994). *Estacas - Ensaio de carregamento dinâmico*. NBR 13208. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, out., 4 p.
- ABNT (1995). *Estacas - Prova de carga estática – Método de ensaio*. NBR 12131. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, nov., 4 p.
- ABNT (1996). *Projeto e execução de fundações*. NBR 6122. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, abr., 33 p.
- Aoki, N.; Velloso, D.A. (1975). *An approximate method to estimate the bearing capacity of piles*. In: V PCSMFE, Buenos Aires, v. 1, pp. 367-376.
- Aoki, N. (1989). *Prediction of the behavior of vertical driven piles under static and dynamic conditions*. XII International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Drivability of Piles. Rio de Janeiro, v. 2, pp. 56-61.
- Aoki, N. (2000). Keynote lecture: *Improving the reliability of pile bearing capacity prediction by the dynamic increasing energy test (DIET)*. Proceedings of the 6th International Conference on the Application of Stress-Wave Theory to Piles. set, pp. 635-651.
- Bowles, J.E. (1996). *Foundation analysis and design*. International Student Edition. McGraw-Hill International Book Company, 5th ed., 816 p.
- Chellis, R.R.D. (1961). *Pile Foundations: H piles and other Metal piles*. New York: McGraw-Hill Book Co., 2nd ed., 704 p.
- Costa Filho, L.M.; Aragão, C.J.G.; Velloso, P.P.C. (1985). *Características geotécnicas de alguns depósitos de argila mole na área do Grande Rio de Janeiro*. Revista Solos e Rochas, v.8 (1), pp. 3-13.
- Décourt, L.; Quaresma, A.R. (1978). *Capacidade de carga de estacas a partir de valores de SPT*. 6º Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações. Rio de Janeiro, v. 1, pp. 45-53.

- Décourt, L. (1982). *Prediction of the bearing capacity of piles based exclusively on N values of the SPT*. Proceedings of the 2nd European Symposium on Penetration Testing, Amsterdam, v.1, pp. 29-34.
- Hussein, M.H.; Sharp, M.R.; Knight, W.F. (2002). *The use of superposition for evaluating pile capacity*. Deep Foundations 2002. An International Perspective on Theory, Design, Construction and Performance. ASCE, Geotechnical Special Publication No. 116, pp. 6-21.
- Pacheco Silva, F. (1953). *Shearing strength of a soft clay deposit near Rio de Janeiro*. Géotechnique, v. 3 (7), pp. 300-305.
- Wyllie, E.D.C. (1992). *Foundation on Rock*. E&F Spon, Londres, Inglaterra. 333 p.

14
CNG

CONGRESSO NACIONAL
DE GEOTECNIA

Água
Energia
Transportes
Ambiente

4^{as}
JORNADAS
LUSO-ESPAÑHOLAS
DE GEOTECNIA

BOLETIM
2

6 a 9 de abril de 2014

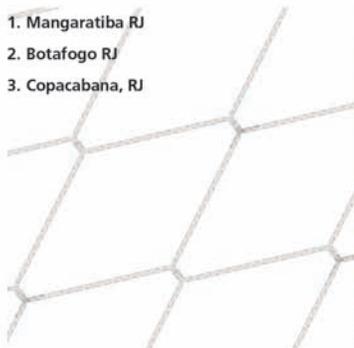
Faculdade de Engenharia
Covilhã | Portugal

GEOTECNIA NAS INFRAESTRUTURAS

GEOTECNIA EM OBRAS DE
REABILITAÇÃO, REPARAÇÃO E
MANUTENÇÃO

F. Henriques '06

1. Mangaratiba RJ
2. Botafogo RJ
3. Copacabana, RJ



Recorde Mundial: impacto de 20 toneladas métricas à 103km/h contido!

A nova barreira para queda de rochas modelo GBE 8000A estabeleceu novo recorde mundial em teste realizado em Outubro, 2011 no campo de testes verticais em Wallenstadt na Suíça. Teste certificado realizado e resultados certificados obtidos de acordo com a norma do ETAG 027 :

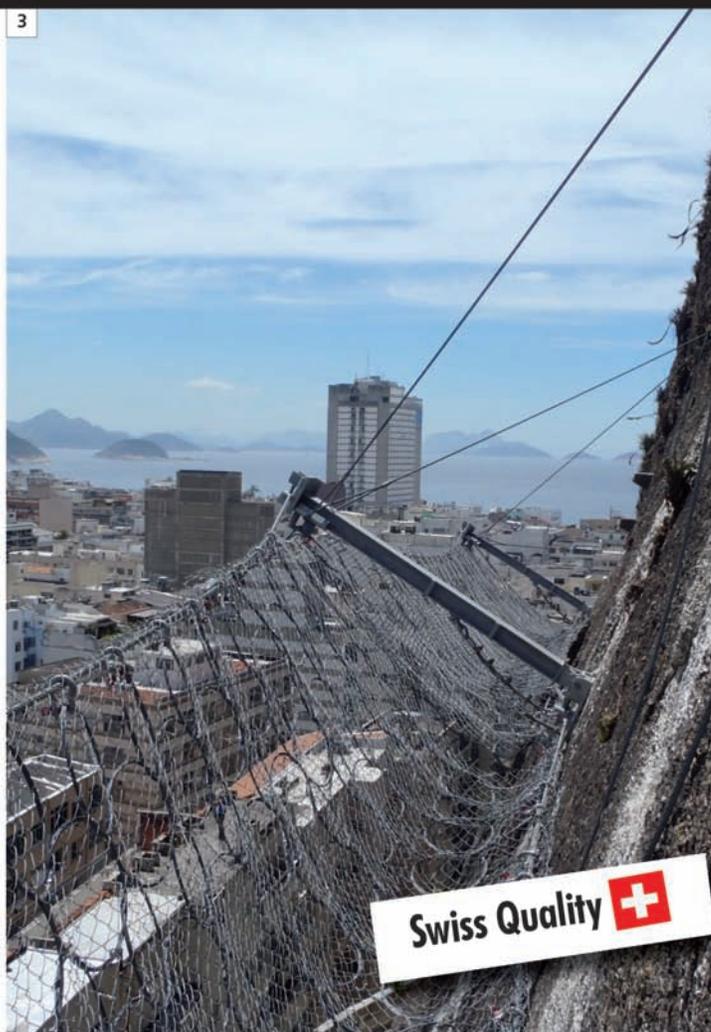
- 8,000kj de energia de impacto
- 8.5 metros de deflexão da barreira
- 85% de altura residual da barreira

A barreira modelo GBE-8000A protege contra queda de grandes blocos de rocha que produzem altas cargas de energia cinética, são aplicáveis onde as barragens de retenção não são possíveis e excedem a capacidade de absorção da maioria das galerias de concreto.

 Assista ou escaneie o filme do teste em:
www.geobrugg.com/GBE-8000A

GEOBRUGG®
BRUGG

Geobrugg AG
Geohazard Solutions
Rua Visconde de Pirajá, 82 sl.606
Ipanema - Rio de Janeiro • 22410-003
Fone: +55 21 3624.1449
Cel: +55 21 9979.1288
info@geobrugg.com • www.geobrugg.com



Swiss Quality 

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 prospeção 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

© HUESKER

Technologie

que está em 15

15

Deutsche Technologie e um toque brasileiro.

Fundada há mais de 150 anos na Alemanha, a Huesker é hoje uma referência mundial em geossintéticos. Aqui no Brasil, adicionamos um toque bem brasileiro a toda a qualidade e tecnologia dos nossos produtos.

Proximidade, envolvimento e flexibilidade são os fatores que, nestes 15 anos, nos permitiram desenvolver soluções sob medida para cada caso e manter relações duradouras com nossos clientes.

Isso é a **tecnologia alemã** e o **abraço brasileiro** a seu serviço.

Fale com a Huesker:
www.huesker.com.br
huesker@huesker.com.br
(12) 3903 9300



HUESKER

Tecnologia alemã, *Deutsche Technologie*, abraço brasileiro. *brasilianische Umarmung.*

CONSULTORES DE ENGENHARIA E AMBIENTE



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
- Sistemas de Abastecimento de Água e de Águas Residuais e Pluviais
- Agricultura e Desenvolvimento Rural
- Infra-estruturas Rodoviárias, Ferroviárias e Aeroportuárias
- Ambiente
- Estruturas Geotécnicas
- Cartografia e Cadastro
- Controle de Segurança e Reabilitação de Obras
- Gestão e Fiscalização de Empreendimentos



PORTUGAL

REGIAO CENTRO E SUL
Av. 5 de Outubro, 323
1649-011 LISBOA
Tel.: (351) 210 125 000, (351) 217 925 000
Fax: (351) 217 970 348
E-mail: coba@coba.pt
www.coba.pt

Av. Marquês de Tomar, 9, 6.º,
1050-152 LISBOA
Tel.: (351) 217 925 000
Fax: (351) 213 537 492

REGIÃO NORTE

Rua Mouzinho de Albuquerque, 744, 1.º,
4450-203 MATOSINHOS
Tel.: (351) 229 380 421
Fax: (351) 229 373 648
E-mail: engico@engico.pt

ANGOLA

Praceta Farinha Leitão, edifício nº 27, 27-A - 2.º Dto
Bairro do Maculusso, LUANDA
Tel./Fax: (244) 222 338 513
E-mail: geral.coba-angola@netcabo.co.ao

MOÇAMBIQUE

Centro de Escritórios, Pestana Rovuma Hotel,
Rua da Se nº114, 4.º Andar - 401 A, MAPUTO
Tel.: (258) 21 328 813
Fax: (258) 21 016 165
Tlm: (258) 820 047 454
E-mail: coba.mz@gmail.com

ARGÉLIA

09, Rue des Frères Hocine
El Biar - 16606, ARGEL
Tel.: (213) 21 922 802
Fax: (213) 21 922 802
E-mail: coba.alger@coba.pt

BRASIL

Rio de Janeiro
Rua Buenos Aires 68, 25º
Centro, Rio de Janeiro, RJ - CEP 20.070-022
Tel.: (55 21) 3553 67 30
Tel.: (55 21) 8366 00 06
geral@coba.com.br

Fortaleza

Av. Senador Virgílio Távora 1701, Sala 403
Aldeota - Fortaleza CEP 60170 - 251
Tel.: (55 85) 3244 32 85
Tel.: (55 85) 3244 32 85
E-mail: coba1@eisenhower.com.br

EMIRATOS ÁRABES UNIDOS

LLJ Business Center, Al Jazeera Stadium
PO Box 38360, Abu Dhabi - U.A.E.
Tel.: (971) 2 495 0675
Fax: (971) 2 4454672



Construction over Soft Soils



Surficial Stabilisation Systems

SOILS AND ROCKS PROBLEMS? WE HAVE THE SOLUTION



Rockfall Protection Barriers



Foundation and Basal Reinforcement

BRASIL
Phone: 55 (11) 4525-5000
Fax: 55 (11) 4599-4275
maccaferri@maccaferri.com.br
www.maccaferri.com.br

PORTUGAL
Phone: (351) 218 968 282
Fax: (351) 218 968 078
portugal@abianchini.pt
www.abianchini.es

MACCAFERRI
Engineering a better solution



GEOLOGIA - GEOTECNIA - FISCALIZAÇÃO DE OBRAS GEOTÉCNICAS



BARRAGENS DE ATERRO - OBRAS SUBTERRÂNEAS - ESTRUTURAS DE SUPORTE



FUNDAÇÕES ESPECIAIS - TRATAMENTO DE TERRENOS - GEOMATERIAIS

CENOR Consultores, S. A.

PORTUGAL | ANGOLA | ARGÉLIA | BRASIL | CABO VERDE | COLÔMBIA
MALAWI | MARROCOS | MOÇAMBIQUE | TIMOR LESTE | VENEZUELA

Rua das Vigias, 2. Piso 1 | Parque das Nações | 1990-506 LISBOA . PORTUGAL
T. +351.218 437 300 | F. +351.218 437 3011 | E. cenor@cenor.pt



MARCA DE QUALIDADE
www.inec.pt

ISO 9001
ISO 14001
SUAU AU VERITAS
Certification



PROVA DE CARGA ESTÁTICA

Célula Expansiva Hidrodinâmica®

DISPENSA SISTEMA DE REAÇÃO

- Ideal para qualquer capacidade de carga.
- Economia, segurança e rapidez na execução.
- Indicado para todos os tipos de fundação.
- Pioneira mundial em prova de carga estática bidirecional.

“Há 44 anos desenvolvendo nossas tecnologias, soluções inteligentes e criativas dentro da engenharia de solos.”

REFORÇO DE FUNDAÇÕES

MICROESTACA ARCOS®:

- Ideal para reforço de fundações e cravação de estacas em locais de difícil acesso.
- Economia, segurança e rapidez na execução.



Desde 1969

+55 31 3274.0155 | www.arcos.eng.br
Belo Horizonte - MG - Brasil

ARCOS 44
engenharia de solos **anos**



- > **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



Geocontrole



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


Geocontrole
Geotecnia e Estruturas de Fundação SA



Geotécnia e Reabilitação

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 Julyus Nyerere, 130 – R/C
Maputo
Tel.: (+258) 214 914 01
Fax: (+258) 214 914 00

www.teixeiraduarte.pt

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 **Influência das ações atmosféricas na funcionalidade de estruturas geotécnicas**
Rafaela Cardoso
- 33 **Maçãos rochosos em projetos hidrelétricos: proposta de classificação geomecânica**
João Batista de Mesquita, José Alexandre J. Perinotto, André Pacheco de Assis
- 57 **Avaliação de métodos de proteção para taludes em estrada não-pavimentada**
Danilo José Brandão Vitor Silva, George de Paula Bernardes, José Augusto de Lollo, Sílvio Jorge Coelho Simões, Isabel Cristina de Barros Trannin
- 79 **Definição de curvas de transferência de carga de estacas em solo residual de granito**
David Jorge da Rocha Pereira Fernandes, António Viana da Fonseca
- 101 **Contribuição ao projeto de fundações superficiais de aerogeradores assentes nas areias de dunas do litoral cearense**
Alfran Sampaio Moura, Renato Pinto da Cunha, Maria Cascão Ferreira de Almeida
- 131 **Avaliação da capacidade de carga de estacas metálicas tubulares de alta resistência estrutural**
Marita R. P. Cavassani, Kátia Vanessa Bicalho, Reno Reine Castello, Nelson Aoki