

119 **Julho**
2010

GEOTECNIA

Revista Luso-Brasileira de Geotecnia



Sociedade Portuguesa de Geotecnia



Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica



Associação Brasileira de Geologia de Engenharia e Ambiental



DIRECTOR:

António Silva Cardoso, FEUP

DIRECTOR - ADJUNTO:

Lázaro Zuquette, USP

COMISSÃO EXECUTIVA:

Jaime Alberto dos Santos, IST
 Armando Nunes Antão, FCT/UNL
 Márcio Muniz de Farias, UnB
 Maria Giovana Parizzi, UFMG

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.

COMISSÃO EDITORIAL 2009-2010

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

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



SPG

a/c LNEC

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



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>



ABGE

Av. Prof. Almeida Prado, 532
 IPT – Prédio 59
 05508-901 São Paulo, Brasil
 Tel.: (+55.11) 3767 4361
 Fax: (+55.11) 3719 0661
 e-mail: abge@ipt.br
<http://www.abge.com.br>

Distribuição gratuita aos membros da SPG, da ABMS e da ABGE.

Edição parcialmente subsidiada pelo LNEC, FCT.

Execução gráfica: Impressão na Cor Comum em Portugal.

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

- | | | |
|---------------------|--|---|
| 3 | Análise de métodos executivos de solo pregado a partir de ensaios de arrancamento realizados em laboratório | Danilo Pacheco e Silva
Benedito de Souza Bueno |
| 25 | Propagação de uma onda SV numa camada de solo com comportamento não-linear | João R. Maranhã
Ana Pinheiro Vieira |
| 41 | Modelo empírico para estimativa da condutividade hidráulica utilizando dados granulométricos | Elias Hideo Teramoto
Miguel Angel Alfaro Soto
Chang Hung Kiang
Marco Aurélio Zequim Pedre
Eliana Pereira Martins |
| 55 | Análise de risco de escorregamento com uso de SIG | Erica Varanda
Cláudio Fernando Mahler
Luis Carlos Dias de Oliveira |
| 69 | Zonas de risco a escorregamentos no município de Guarulhos/SP, Brasil | Gabriela Lúcia da Costa e C. Gomes
António Manoel dos Santos Oliveira
Sandra Emi Sato |
| NOTA TÉCNICA | | |
| 97 | Factor de qualidade em rochas ornamentais com base em ensaios mecânicos e envelhecimento artificial | Joaquim Simão
Cristina Carvalho
Zenaide Silva
António Casal Moura |

ANÁLISE DE MÉTODOS EXECUTIVOS DE SOLO PREGADO A PARTIR DE ENSAIOS DE ARRANCAMENTO REALIZADOS EM LABORATÓRIO

Analysis of soil nailing execution methods from laboratory pullout tests

Danilo Pacheco e Silva*

Benedito de Souza Bueno**

RESUMO – Avaliou-se experimentalmente a influência de três diferentes metodologias executivas (número de injeções) na resistência ao cisalhamento da interface solo-reforço (q_s) de uma estrutura de solo pregado construída em laboratório. Para tal, foram realizados ensaios de arrancamento em nove chumbadores instrumentados com extensômetros elétricos. Os ensaios de arrancamento permitiram quantificar melhorias na resistência ao cisalhamento de interface a partir das injeções do chumbador e estabelecer equações que relacionam o valor de q_s com o volume injetado de calda de cimento, sendo uma importante ferramenta para analisar o desempenho do chumbador. O monitoramento ao longo do ensaio permitiu analisar os mecanismos de distribuição das cargas. Todos os chumbadores ensaiados foram exumados e os resultados são apresentados, destacando-se os aspectos da sua integridade e uniformidade do diâmetro.

SYNOPSIS – This study evaluated the shear strength of the soil-reinforcement interface (q_s) of a soil nailing structure built in laboratory. The influence of three singular construction methodologies was analyzed. Pullout tests were performed on nine nails instrumented with electrical strain gauges. The pullout test allowed the quantification of the interface shear strength improvement by increasing the number of successive grout injections. Equations were formulated relating q_s with injected grout volume, an important tool to evaluate nail performance. Additionally, the instrumented tests allowed the evaluation of the load distribution mechanisms. All tested nails were exhumed and their observations are presented in this study, especially regarding integrity and diameter uniformity of the nails.

PALAVRAS CHAVE – Solo pregado, ensaios de arrancamento, instrumentação.

1 – INTRODUÇÃO

O conhecimento e o aprimoramento da técnica de solo pregado advêm principalmente da execução e do acompanhamento das obras realizadas, ou seja, da experiência empírica dos executores. Neste sentido, alguns conceitos e metodologias de execução estão sendo desenvolvidos, porém, sem uma consistência teórica que permita maiores avanços técnicos. Em virtude do grande número de fatores envolvidos neste tipo de contenção, projetistas, executores e pesquisadores divergem quanto a melhor forma de execução e previsão do comportamento destas obras.

* Doutorando, Departamento de Geotecnia, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo
E-mail: danpasil@yahoo.com.br

** Professor Titular, Departamento de Geotecnia, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. E-mail: bsbueno@sc.usp.br

Uma das propriedades mais importantes deste sistema de contenção é a resistência ao cisalhamento desenvolvida na interface entre o reforço e o solo circundante (q_s). A quantificação deste parâmetro é extremamente importante para a realização de projetos mais seguros e econômicos. Como os reforços trabalham basicamente à tração, esta propriedade é responsável pelo processo de transferência de esforços do solo para o reforço. Sendo assim, quanto maior for o valor de q_s melhor será o desempenho do reforço na estabilidade do sistema.

Para a previsão da resistência ao cisalhamento de interface, diversos pesquisadores têm apresentado métodos analíticos e diferentes correlações empíricas e semi-empíricas baseadas em ensaios de campo e de laboratório, entre eles Schlosser (1982), Bustamante e Doix (1985), Jewell (1990), Bridle e Barr (1990), Clouterre (1991), Byrne *et al.* (1998) e Ortigão e Palmeira (1997).

Embora estes modelos e correlações se baseiem em interações simples e empreguem parâmetros aparentemente fáceis de serem determinados, há dificuldade de se conhecer, previamente, os parâmetros de interação e as magnitudes das tensões normais atuantes. Neste contexto, a realização de ensaios de arrancamento é de fundamental importância para um melhor entendimento da interação solo-reforço.

No Brasil, a falta de uma metodologia padronizada por norma faz com que não seja muito usual a realização de ensaios de arrancamento em obras de solo pregado. A partir dos ensaios de arrancamento, é possível determinar a carga máxima de arrancamento, a carga residual e o coeficiente k_β correspondente à inclinação inicial da curva carga vs. deslocamento (Clouterre, 1991). O valor de q_s obtido no ensaio é dependente do diâmetro do furo (ϕ furo), do comprimento da interface solo-calda de cimento (L_s) e da carga máxima (T_L), definida na Equação 1. O valor de q_s é definido em unidade de tensão, normalmente em kPa.

$$q_s = \frac{T_L}{\pi \cdot \phi_{furo} \cdot L_s} \quad (1)$$

A resistência ao cisalhamento de interface é influenciada por diversos fatores, entre os quais: (i) variabilidade do solo; (ii) método construtivo do chumbador; (iii) variações físicas e geométricas dos elementos de reforço (e.g. comprimento da barra, tipo da barra de aço, diâmetro da coluna de calda de cimento e inclinação do reforço) e (iv) níveis de tensão atuantes.

A realização de ensaios de arrancamento em laboratório, sob condições controladas, possibilita avaliar o valor de q_s sob diferentes condições. Recentemente, diversos pesquisadores têm investigado esta propriedade a partir de ensaios realizados em laboratório, entre eles: Hausmann e Lee (1978), Chang e Milligan (1996), Franzen (1998), Morris (1999), Hong *et al.* (2003), Lee *et al.* (2004), Junaideen *et al.* (2004), Chu e Yin (2005) e França e Bueno (2009).

Nesse contexto, foi construída uma estrutura de solo pregado no Laboratório de Geossintéticos da Escola de Engenharia de São Carlos-USP. O solo pregado foi construído com o objetivo de avaliar a variação da resistência ao cisalhamento de interface (q_s) frente a três diferentes metodologias construtivas (número de reinjeções). Os ensaios de arrancamento foram realizados em nove reforços (chumbadores) instrumentados. Durante o processo construtivo as cargas desenvolvidas ao longo do trecho injetado dos reforços também foram monitoradas.

2 – MATERIAIS E MÉTODOS

2.1 – Caixa metálica de ensaios

O solo pregado foi construído em uma caixa metálica desenvolvida por Viana (2003). A caixa de ensaio apresenta área plana de 1,80 x 1,55 m (BxL), altura de 1,80 m e é composta por peças

metálicas (pilares, paredes e tampa) rígidas. As paredes laterais da caixa de ensaio foram forradas com uma montagem de geomembranas de PVC com graxa entre elas. Esta medida visou reduzir o atrito entre as paredes laterais da caixa de ensaio e o solo.

A face frontal da caixa de ensaio foi dimensionada e adaptada para simular as etapas de escavação inerentes à técnica de solo pregado. A face frontal é composta por seis segmentos retangulares de madeira com 50 mm de espessura e 250 mm de altura, exceto o segmento inferior que possui 425 mm de altura. As Figuras 1 (a) e (b) apresentam, respectivamente, a caixa metálica e a face frontal móvel adaptada para simular as etapas de escavação.

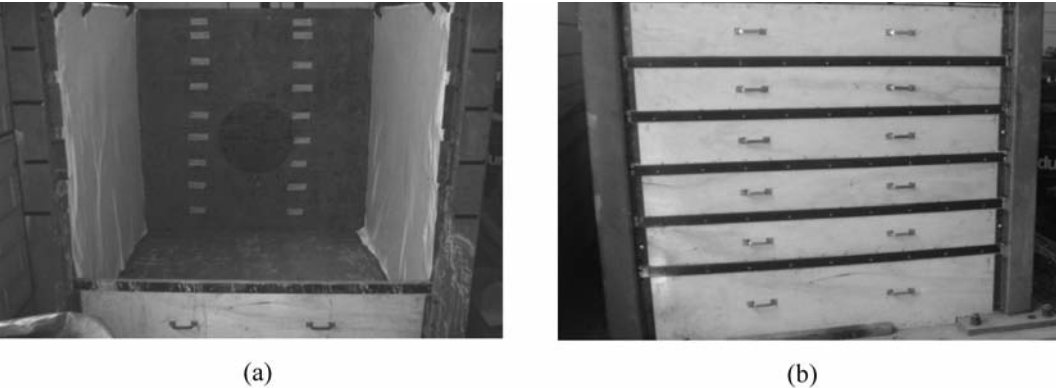


Fig. 1 – (a) Vista da caixa metálica utilizada e (b) face frontal móvel adaptada para a construção do solo pregado.

2.2 – Solo estudado

Para a construção do maciço de solo foi utilizado o solo do Campus II da USP/São Carlos. A escolha deste material deve-se a existência de um banco de dados das suas propriedades geotécnicas e maior facilidade de coletá-lo, frente ao grande volume despendido para a construção da estrutura de solo pregado. O Quadro 1 apresenta os resultados da caracterização geotécnica realizada para este solo.

Quadro 1 – Características geotécnicas e classificação do solo utilizado.

Propriedade	Valor
Massa específica dos sólidos ρ_s (kg/m³)	2.681,0
Teor de Argila (%)	34,0
Teor de Silte (%)	4,0
Teor de Areia (%)	62,0
LL (%)	39
LP (%)	21
$\rho_{d, \max}$ (kg/m³)	1.805,0
w_{ot} (%)	16,0
Coesão efetiva* (kPa)	24
Ângulo de atrito efetivo* (°)	32,0
Classificação Unificada	SC

* Parâmetros determinados a partir de ensaios de cisalhamento direto na condição ótima de compactação.

2.3 – Características do reforço

Os chumbadores foram construídos com barras de aço CA-50 de 8,0 mm de diâmetro. Embora os reforços fossem construídos com 1,0 m de comprimento injetado e 0,3 m de comprimento livre, as barras de aço foram utilizadas com 1,8 m, deixando o comprimento excedente (0,5 m) disponível para a realização dos ensaios de arrancamento.

Os chumbadores foram dispostos na caixa de ensaio em 3 linhas (L1 a L3) e 3 colunas (C1 a C3), com espaçamentos verticais e horizontais iguais a 0,50 m e 0,45 m, respectivamente. Esta distribuição buscou otimizar o espaço físico da caixa para os objetivos do estudo. Ao longo das linhas buscou-se avaliar a influência das três diferentes metodologias executivas na resistência ao cisalhamento de interface, enquanto ao longo das colunas foi possível avaliar a influência da profundidade em cada um dos métodos executivos.

Para uma melhor representação dos procedimentos executivos empregados, apresenta-se a disposição na face frontal da caixa (Figura 2) e as descrições das metodologias utilizadas em cada uma das colunas.

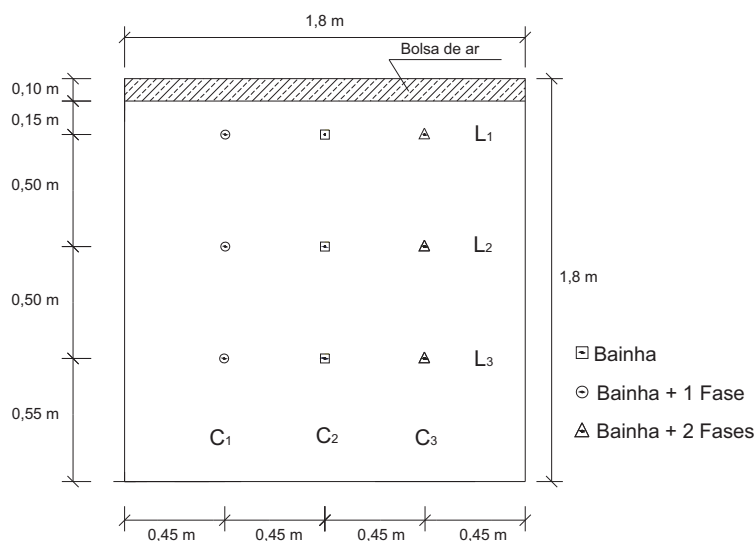


Fig. 2 – Vista frontal da disposição dos reforços na caixa de ensaios.

- Coluna 1 (C1): os reforços foram construídos com a bainha (preenchimento do furo com calda de cimento) e mais uma fase posterior de injeção. Este método construtivo será denominado de Bainha + 1 Fase;
- Coluna 2 (C2): os reforços foram construídos somente com a bainha (preenchimento do furo com calda de cimento). Este método construtivo será denominado de Bainha;
- Coluna 3 (C3): os reforços foram construídos com a bainha (preenchimento do furo com calda de cimento) e mais duas fases posteriores de injeção. Este método construtivo será denominado de Bainha + 2 Fases;

Para permitir a realização da Bainha e das fases posteriores de injeção foram fixadas, junto à barra de aço, uma tubulação “perdida” de poliamida de 6,3 mm de diâmetro para cada uma destas etapas. Estas tubulações foram dotadas de válvulas de injeção alternadas a cada 0,10 m ao longo

do trecho injetado de 1,0 m. Estas válvulas foram confeccionadas realizando pequenas aberturas no tubo e posteriormente, vedado-as com fita adesiva. Com a aplicação da pressão de injeção, as fitas rompiam-se e permitiam o fluxo da calda de cimento. A Figura 3 apresenta as seções transversais dos chumbadores para cada um dos métodos construtivos empregados na construção do solo pregado.

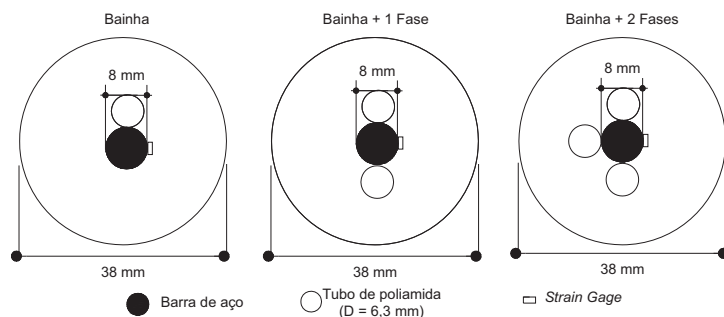


Fig. 3 – Seção transversal dos chumbadores para cada um dos métodos construtivos empregados.

Para garantir a integridade do trecho injetado e a manutenção do trecho livre foram instalados, respectivamente, três centralizadores plásticos e um obturador composto por espuma enrolada e fixada junto à barra de aço. A Figura 4 apresenta as barras de aço devidamente preparadas e prontas para serem inseridas no maciço de solo.



Fig. 4 – Detalhe das barras de aço preparadas para serem inseridas no maciço de solo.

A calda de cimento foi preparada com cimento CII-E-32 e fator água-cimento igual a 0,6 em peso. Para aumentar a fluidez da calda de cimento foi utilizado o super plastificante Glenium 3010 e o ponto de saturação do aditivo (teor considerado ótimo) foi determinado a partir de um estudo de compatibilidade entre o cimento e o super plastificante. Para a relação água-cimento estudada, o teor ótimo de aditivo foi de 0,05% da massa de cimento utilizada. A partir de ensaios de laboratório, verificou-se que a partir da idade de 21 dias de cura a resistência à compressão uniaxial foi de 21,1 MPa. Este valor apresenta-se dentro do valor mínimo estabelecido pelo manual internacional da FHWA (Lazarte *et al.*, 2003).

2.4 – Instrumentação utilizada

Os *strain gages* (extensômetros elétricos) foram alinhados na lateral das barras de aço e dispostos em quatro diferentes posições ao longo do comprimento injetado. A Figura 5 apresenta a localização de cada um deles ao longo das barras de aço.

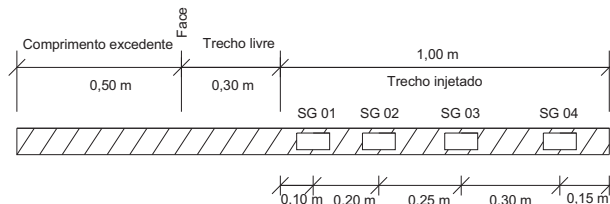


Fig. 5 – Vista lateral das barras de aço instrumentadas com *strain gages*.

Para facilitar a nomenclatura, tais extensômetros serão denominados de SG 01, SG 02, SG 03 e SG 04. A correta interpretação das leituras dos extensômetros elétricos durante a realização dos ensaios, exigiu uma calibração apropriada dos mesmos. Para tanto, as barras de aço foram carregadas sob tração em estágios, crescentes e decrescentes, verificando-se as leituras em cada nível de carregamento.

2.5 – Execução do solo pregado

Inicialmente foi realizado o preenchimento da caixa metálica com solo solto, seguido de sua compactação. O processo de compactação foi efetuado com soquete manual, produzindo camadas de aproximadamente 40 mm de espessura, sendo esse procedimento repetido até o completo preenchimento da caixa de ensaio. Após a compactação de cinco camadas consecutivas, era efetuado o controle de compactação. Foram realizadas oito determinações do peso específico seco e do teor de umidade, utilizando-se, respectivamente, o método do cilindro de cravação (NBR 9813/87) e o forno de microondas (ASTM D 4643/93). Os resultados obtidos são apresentados ao longo da seção transversal do solo pregado (Figura 6). A partir dos ensaios realizados foi obtido um Grau de Compactação médio de 91,7% e um desvio de teor de umidade máximo de $\pm 0,8\%$.

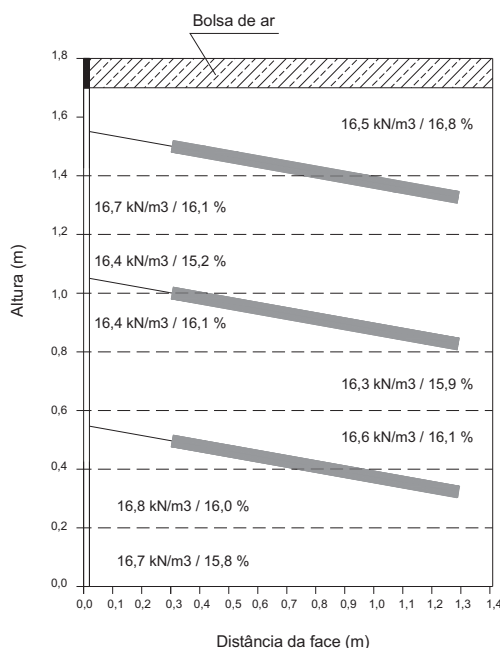


Fig. 6 – Peso específico seco e teor de umidade obtidos nos controles de compactação executados.

A sequência de execução do solo pregado seguiu a prática comum das obras. A etapa de escavação foi simulada através da remoção sucessiva dos segmentos de madeira da face. Após cada etapa de escavação, aplicou-se no solo exposto uma pintura com calda de cimento para minimizar as perdas de umidade. A perfuração foi realizada com trado manual e inclinação de 10° em relação à horizontal, resultando em furos com 38 mm de diâmetro e 1,30 m de comprimento. Para obter a inclinação desejada, foram construídos dois suportes metálicos que permitem o apoio do trado com altura variável.

Após a execução destas etapas, os reforços, da respectiva linha, foram inseridos no maciço de solo. Em virtude do pequeno diâmetro do furo e, conseqüentemente, do pequeno volume de calda de cimento necessário para realizar o processo de injeção, foi necessário desenvolver um equipamento específico para realizar a injeção de calda de cimento. As Figuras 7 (a) e (b) apresentam, respectivamente, um esquema geral e uma vista do equipamento durante o procedimento de injeção.

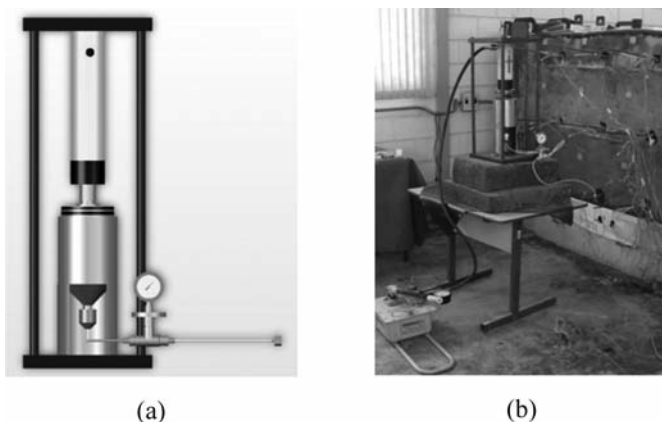


Fig. 7 – (a) Esquema do equipamento desenvolvido e (b) vista do equipamento durante a realização da injeção de calda de cimento.

O equipamento de injeção é composto por um reservatório de aço inox com seção circular de 120 mm de diâmetro, 150 mm de altura e 8 mm de espessura de parede. A região inferior do reservatório foi projetada na forma de um funil para facilitar o escoamento da calda de cimento. O reservatório de volume conhecido (1,8 litros) permitiu quantificar, de forma aproximada, o volume de calda de cimento utilizado em cada um dos métodos executivos. Para garantir a estanqueidade do sistema, foram fixados dois o-rings no êmbolo superior do reservatório. A pressão foi aplicada por um cilindro hidráulico que utilizava uma placa metálica de 15 mm de espessura fixa a uma base metálica de mesma espessura como reação. Para a determinação da pressão de injeção foi inserido, ao longo da tubulação de saída, um manômetro com um dispositivo de segurança (selo diafragma) para evitar sua contaminação com calda de cimento.

O procedimento de injeção foi realizado da mesma forma para cada uma das linhas. Inicialmente, foram realizadas todas as Bainhas; após um intervalo de 4 horas realizaram-se a primeira injeção de dois chumbadores e após um intervalo de 20 horas, em relação à execução da bainha, realizou-se, em um único reforço, a segunda injeção. Estes intervalos de tempo foram determinados com o objetivo de facilitar o processo executivo. A partir de testes preliminares realizados em uma caixa de menor dimensão, constatou-se que a adoção de maiores intervalos de tempo dificultaria as injeções.

A calda de cimento foi preparada para cada uma das etapas de injeção. Os Quadros 2 a 4 apresentam, para cada linha de chumbadores, um resumo do controle do volume e da pressão de injeção realizado para cada uma das etapas de injeção de calda de cimento.

Quadro 2 – Controle da injeção da calda de cimento para a linha 1.

Descrição	Bainha		1ª Fase (4 horas)		2ª Fase (20 horas)	
	Volume (litros)	Pressão (MPa)	Volume (litros)	Pressão (MPa)	Volume (litros)	Pressão (MPa)
Bainha	1,13	0,25	–	–	–	–
Bainha + 1 Fase	1,13	0,25	0,18	0,30	–	–
Bainha + 2 Fases	1,13	0,25	0,28	0,30	0,11	0,70 – 2,50*

Nota: Pressão final atingida e adotada como critério de parada para a injeção.

Quadro 3 – Controle da injeção da calda de cimento para a linha 2.

Descrição	Bainha		1ª Fase (4 horas)		2ª Fase (20 horas)	
	Volume (litros)	Pressão (MPa)	Volume (litros)	Pressão (MPa)	Volume (litros)	Pressão (MPa)
Bainha	1,13	0,25	–	–	–	–
Bainha + 1 Fase	1,13	0,25	0,28	0,30	–	–
Bainha + 2 Fases	1,13	0,25	0,28	0,30	0,20	0,70 – 2,50*

Nota: Pressão final atingida e adotada como critério de parada para a injeção.

Quadro 4 – Controle da injeção da calda de cimento para a linha 3.

Descrição	Bainha		1ª Fase (4 horas)		2ª Fase (20 horas)	
	Volume (litros)	Pressão (MPa)	Volume (litros)	Pressão (MPa)	Volume (litros)	Pressão (MPa)
Bainha	1,13	0,25	–	–	–	–
Bainha + 1 Fase	1,13	0,25	0,28	0,35	–	–
Bainha + 2 Fases	1,13	0,25	0,28	0,35	–	2,50*

Nota: Pressão final atingida e adotada como critério de parada para a injeção.

Os Quadros 2, 3 e 4 mostram que as pressões de injeção variaram de 0,25 a 2,5 MPa. Estes valores encontram-se muito próximos da faixa de valores (0,4 a 2,0 MPa) encontrados na literatura (Springer, 2006; Zirlis *et al*, 2003). Para a execução da Bainha e Bainha + 1 Fase os valores de volume e pressão foram praticamente os mesmos para cada uma das metodologias, exceção feita a pressão de injeção da linha 3, que foi um pouco superior. Os volumes injetados para a execução da segunda fase foram pequenos (Linhas 1 e 2) e até inexistentes (Linha 3), a partir do método utilizado para a sua quantificação. Nesta etapa, as pressões de injeção foram da ordem de 0,70 MPa e após a injeção da calda de cimento, atingiu pressões da ordem de 2,50 MPa, adotada como critério de parada. Os baixos volumes e as elevadas pressões medidas nesta etapa remetem para uma melhor qualidade (integridade) do chumbador. Estas premissas são constatadas a partir dos resultados dos ensaios de arrancamento e da exumação dos chumbadores.

A Figura 8 apresenta um comparativo entre os volumes médios de injeção obtidos para os diferentes métodos construtivos. Os volumes se referem ao volume utilizado para o preenchimento da perfuração (Bainha), considerado como 100%.

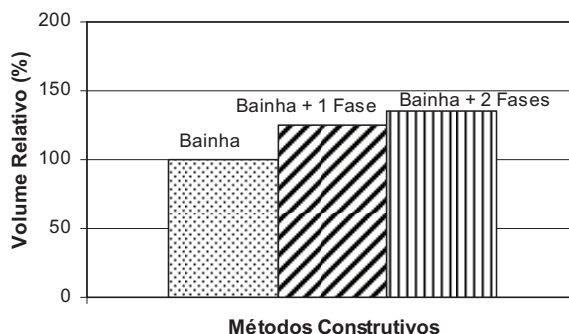


Fig. 8 – Comparativo entre os volumes médios injetados para os diferentes métodos construtivos.

A partir da Figura 8 verifica-se que o volume médio de calda de cimento utilizado para a realização da primeira injeção foi 25% superior ao volume utilizado para o preenchimento do furo (Bainha). Para a construção do chumbador com duas fases de injeção, o volume médio de calda de cimento utilizado foi 34% superior ao volume da Bainha, sendo, portanto, a segunda fase responsável por um acréscimo de 9%.

A Figura 9 apresenta uma vista geral da estrutura de solo pregado após o término das etapas construtivas.



Fig. 9 – Vista geral do solo pregado após o término das etapas construtivas.

Após o término da construção, foi aplicado sobre o solo pregado um acréscimo de tensão vertical de 50 kPa. Este processo foi realizado por meio de uma bolsa de ar situada na parte superior da caixa de ensaio. O propósito da aplicação da sobrecarga foi simular uma altura adicional de aterro sobre a estrutura, antes de realizar os ensaios de arrancamento.

A instrumentação das barras de aço com extensômetros elétricos permitiu verificar a evolução da força de tração ao longo desses elementos durante as sucessivas etapas de construção do maciço reforçado. A coleta dos dados também foi realizada após a aplicação da sobrecarga de 50 kPa e durante a realização dos ensaios de arrancamento.

2.6 – Ensaios de arrancamento

Todos os reforços inseridos no maciço de solo foram submetidos ao ensaio de arrancamento. Buscou-se, além de determinar a resistência ao cisalhamento de interface solo-reforço, verificar a evolução dos carregamentos ao longo do seu comprimento a partir da instrumentação. Os ensaios foram realizados de maneira similar e com velocidade constante da ordem de 0,5 kN/min.

Os esforços de tração foram aplicados por um conjunto bomba elétrica - cilindro hidráulico e as cargas foram medidas por uma célula de carga de 50 kN de capacidade. Os deslocamentos do chumbador foram medidos por um transdutor de deslocamento (LVDT), fixo a um suporte externo, utilizando-se como referência uma placa metálica fixa à barra de aço. O conjunto foi montado sobre um pórtico de reação metálico rígido e fixo ao chão, devidamente dimensionado para esta finalidade.

Os ensaios foram conduzidos com um único e contínuo estágio de carregamento até atingir o final do curso do LVDT (100 mm). As Figuras 10 (a) e (b) apresentam, respectivamente, uma vista geral e uma vista detalhada dos equipamentos e da estrutura de reação utilizados nos ensaios de arrancamento.

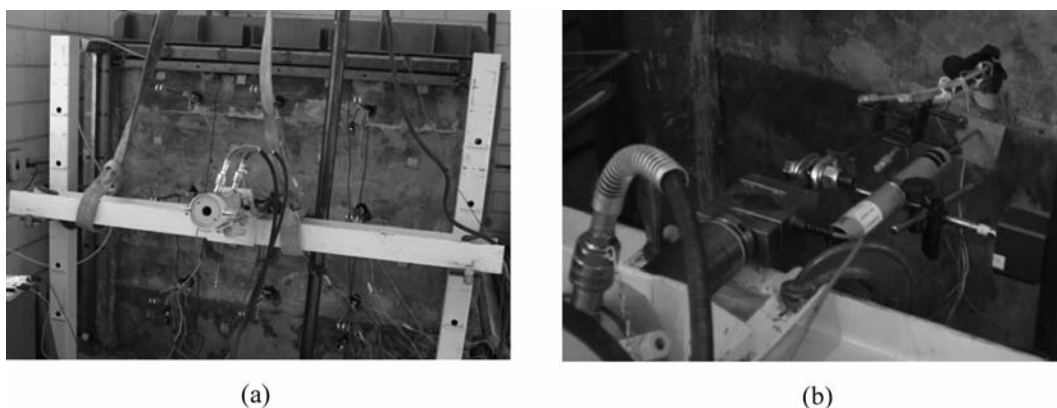


Fig. 10 – Equipamentos utilizados nos ensaios de arrancamento: (a) vista geral e (b) vista detalhada.

Após os ensaios de arrancamento, realizou-se o processo de escavação e exumação dos reforços. Este trabalho foi realizado de forma lenta e cuidadosa para garantir a integridade do trecho injetado e permitir análises do reforço em relação à metodologia empregada na sua execução.

3 – RESULTADOS E DISCUSSÕES

3.1 – Ensaios de arrancamento

A Figura 11 apresenta as curvas carga vs. deslocamento obtidas a partir de ensaios de arrancamento realizados em nove reforços que compõem a estrutura de solo pregado. Para poder analisar a influência dos diferentes métodos construtivos na resistência ao cisalhamento de interface solo-reforço os resultados são apresentados para cada uma das linhas de chumbadores.

A partir da Figura 11, nota-se que após atingir o carregamento de pico, a carga tende inicialmente para um valor residual menor, convergindo posteriormente para uma tendência a um incremento de carga com o aumento do deslocamento. Tal fato pode ser decorrente de eventuais imperfeições existentes (variação no diâmetro) no trecho livre (0,30 m). Ao analisar os deslocamentos verifica-se, de forma geral, que para a mobilização total da resistência ao cisalhamento de interface

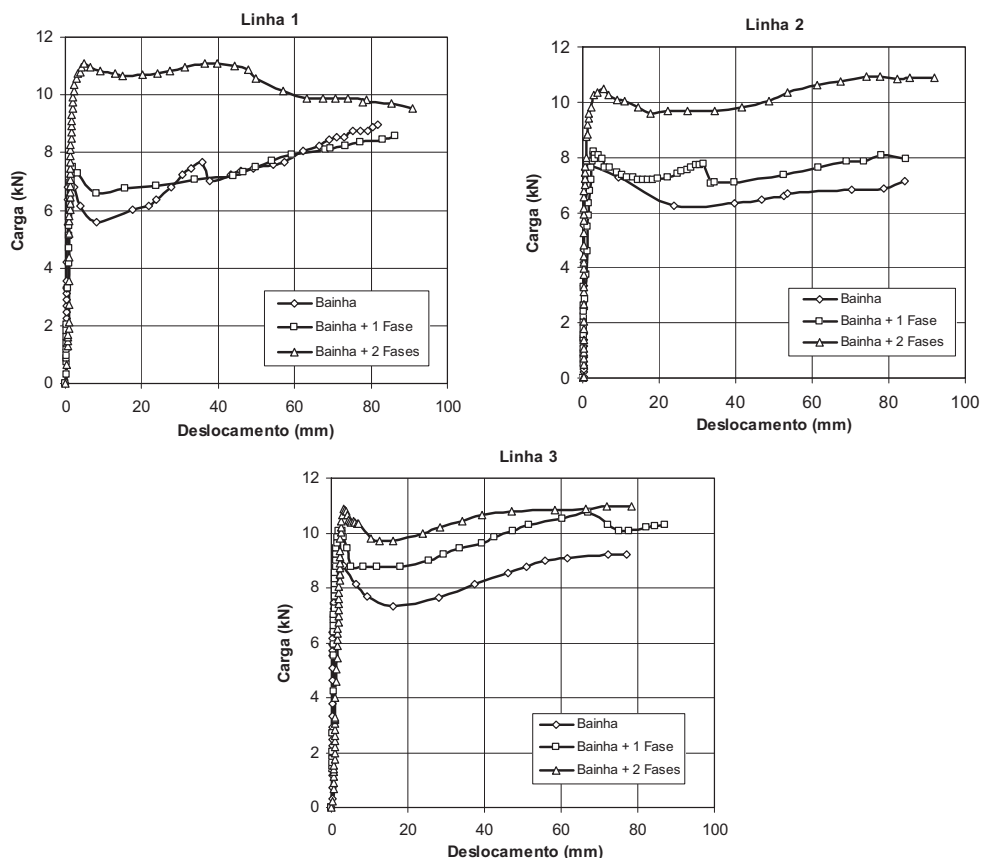


Fig. 11 – Curvas carga vs. deslocamento para os diferentes métodos construtivos, para cada uma das linhas de reforço.

os deslocamentos foram pequenos, da ordem de 1 a 6 mm e tornaram-se maiores à medida que se aumentaram o uso das fases de reinjeção dos chumbadores. Os deslocamentos médios para os chumbadores construídos somente com a Bainha, Bainha + 1 Fase e Bainha + 2 Fases foram, respectivamente, 1,46 mm, 2,28 mm e 4,62 mm.

A resistência ao cisalhamento de interface (q_s) foi obtida a partir dos valores de pico das curvas carga x deslocamento dos reforços. O Quadro 5 apresenta um resumo dos resultados obtidos a partir dos ensaios de arrancamento.

Para as três linhas de reforços, os ensaios de arrancamento resultaram em valores crescentes de q_s com o aumento do número das fases de injeção. Para os reforços executados somente com a Bainha, o valor médio de q_s foi de 67,5 kPa, enquanto que para os reforços executados com uma fase adicional de injeção, o valor médio de q_s foi de 72,3 kPa (acréscimo de 7,1%), e os executados com duas fases adicionais de injeção, o valor médio foi de 90,9 kPa (acréscimo de 34,6%).

Byrne *et al.* (1998) apresentam faixas de valores de resistência de interface (q_s) para vários tipos de solo. Os valores de resistência de interface para solos arenosos variam de 50 kPa (areia siltosa) a 240 kPa (areia siltosa muito densa) e entre 100 e 200 kPa para argilas arenosas. O intervalo de variação da resistência de interface obtida para os ensaios do modelo (areia argilosa) encontra-se no intervalo de variação sugerido por Byrne *et al.* (1998).

Quadro 5 – Resumo dos resultados obtidos a partir dos ensaios de arrancamento.

Linha	Descrição	$T_{\max}$ (kN)	Deslocamento (mm)	q_s (kPa)	A.R. (%)
1	Bainha	7,02	1,00	59,13	0
	Bainha + 1 Fase	7,48	1,88	63,01	6,5
	Bainha + 2 Fases	11,09	4,94	93,39	57,9
2	Bainha	7,68	1,45	64,73	0
	Bainha + 1 Fase	8,20	2,99	69,08	6,7
	Bainha + 2 Fases	10,48	5,47	88,26	36,4
3	Bainha	9,33	1,94	78,58	0
	Bainha + 1 Fase	10,06	1,98	84,79	7,8
	Bainha + 2 Fases	10,82	3,46	91,19	16,0

Nota: $T_{\max}$: carga máxima obtida durante o ensaio; q_s : resistência ao cisalhamento de interface; A.R.(%): aumento relativo de resistência, tomando-se como referência o chumbador construído somente com a Bainha.

Um dos fatores que mais influencia o valor de q_s é a tensão normal atuante na superfície do reforço. Existe a corrente de pesquisadores que acredita que o valor de q_s é constante com o aumento da profundidade, pois considera que a tendência de diminuição da dilatância é compensada pelo aumento da tensão vertical. Entretanto, a outra corrente acredita que esta consideração é uma hipótese simplificadora, pois há uma grande dispersão observada através dos resultados dos ensaios de arrancamento, para um mesmo solo e uma mesma técnica.

A Figura 12 apresenta as curvas carga $\times$ deslocamento para os diferentes métodos construtivos empregados. Esta representação busca avaliar o efeito da profundidade nos ensaios de arrancamento realizados.

Ao comparar o mesmo método construtivo, nas diferentes profundidades, verifica-se que as curvas tornaram-se mais próximas à medida que se aumentaram o número de reinjeções. A Figura 13 apresenta a variação de q_s com a relação z/H , sendo z a profundidade e H a altura, para cada um dos métodos construtivos empregados.

Ao analisar a variação da resistência de interface (q_s) nota-se que para os reforços construídos com Bainha e Bainha + 1 Fase, a resistência ao cisalhamento de interface aumentou ao longo da profundidade. Entretanto, os chumbadores construídos com Bainha + 2 Fases apresentaram valores de q_s muito próximos com o aumento da profundidade, sendo ligeiramente maior para os chumbadores posicionados na Linha 1. Para as dimensões do solo pregado construído em laboratório, aparentemente, esse método executivo tende a uniformizar a resistência ao arrancamento mobilizada através do perfil de solo reforçado.

O processo de escavação e de inserção dos chumbadores acaba alterando o estado de tensões do maciço de solo. Na tentativa de avaliar as magnitudes das tensões normais médias atuantes ao longo do trecho injetado de cada linha de chumbador foi realizada uma simulação numérica com o software de elementos finitos Plaxis v.8. Para tal, foi considerada a situação anterior à realização dos ensaios de arrancamento, ou seja, após o processo de “escavação” e inserção dos chumbadores e aplicação da sobrecarga de 50 kPa. Para simular a laje de reação de concreto existente sob o maciço reforçado, foi considerado um solo com módulo de deformabilidade igual ao do concreto ($2,1 \times 10^7$ kPa). A Figura 14 apresenta a distribuição de tensões verticais no maciço compactado, antes de iniciar os ensaios de arrancamento.

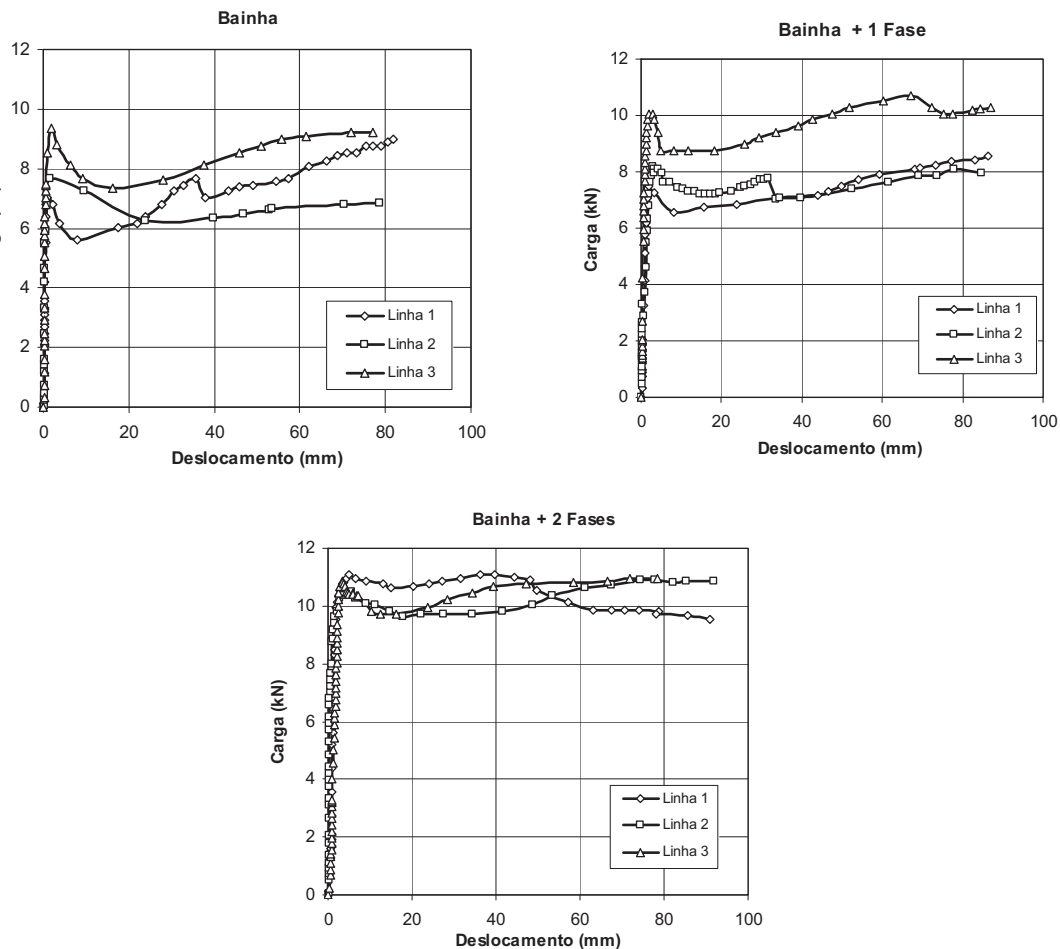


Fig. 12 – Curvas carga × deslocamento comparativas para as diferentes linhas de reforço, para cada um dos diferentes métodos construtivos.

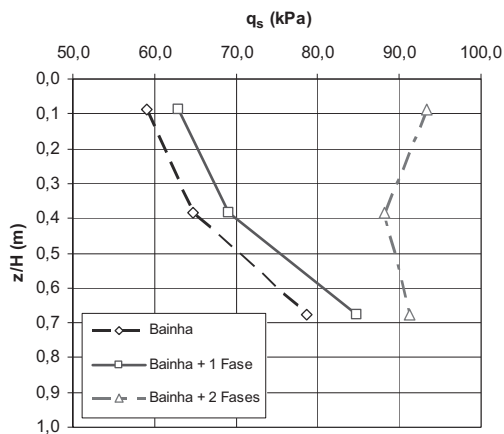


Fig. 13 – Variação de q_s com a profundidade, para cada um dos métodos executivos empregados.

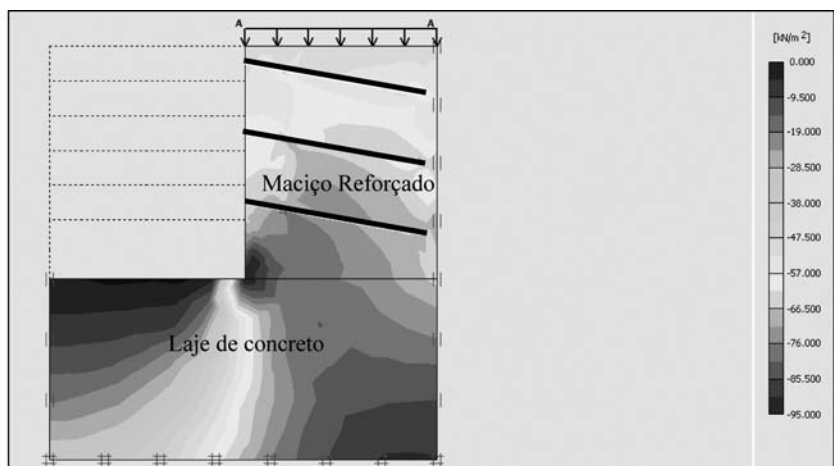


Fig. 14 – Distribuição das tensões verticais efetivas ao longo da profundidade.

O Quadro 6 apresenta os valores médios de tensão vertical efetiva atuante em cada linha de chumbador e o aumento relativo A.R. (%) em relação à linha 1.

Quadro 6 – Valores médios de tensão vertical efetiva (σ_v') atuante em cada linha de chumbador.

Linha de chumbador	σ_v' (kPa)	A.R. (%)
1	54,14	0
2	63,57	17,4
3	69,85	29,0

Na tentativa de verificar um padrão de comportamento ao longo da profundidade foram plotadas curvas de tensão vertical efetiva vs. q_s (Figura 15).

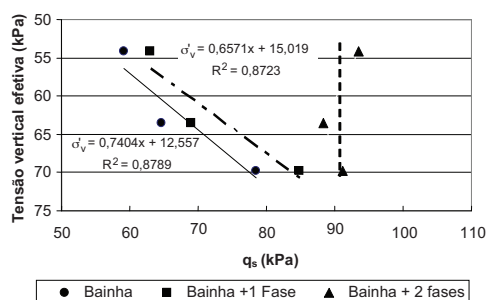


Fig. 15 – Curvas tensão vertical efetiva vs. q_s para os diferentes métodos construtivos.

A partir da Figura 15, observa-se que, para os chumbadores construídos com Bainha e Bainha +1, foi possível estabelecer um ajuste linear do incremento de q_s a partir do acréscimo de tensão vertical, obtendo valores de R^2 da ordem de 0,87. Entretanto, para os chumbadores executados com Bainha + 2, os valores de q_s apresentaram-se muito próximos com a variação da profundidade, sendo representados pela linha tracejada.

Os resultados obtidos mostram que o valor de q_s está intimamente relacionado com o volume de injeção obtido para cada metodologia executiva. Na tentativa de verificar uma tendência de comportamento, os valores de q_s e do volume de injeção das diferentes metodologias são apresentadas em um mesmo gráfico para cada uma das linhas de chumbadores (Figura 16).

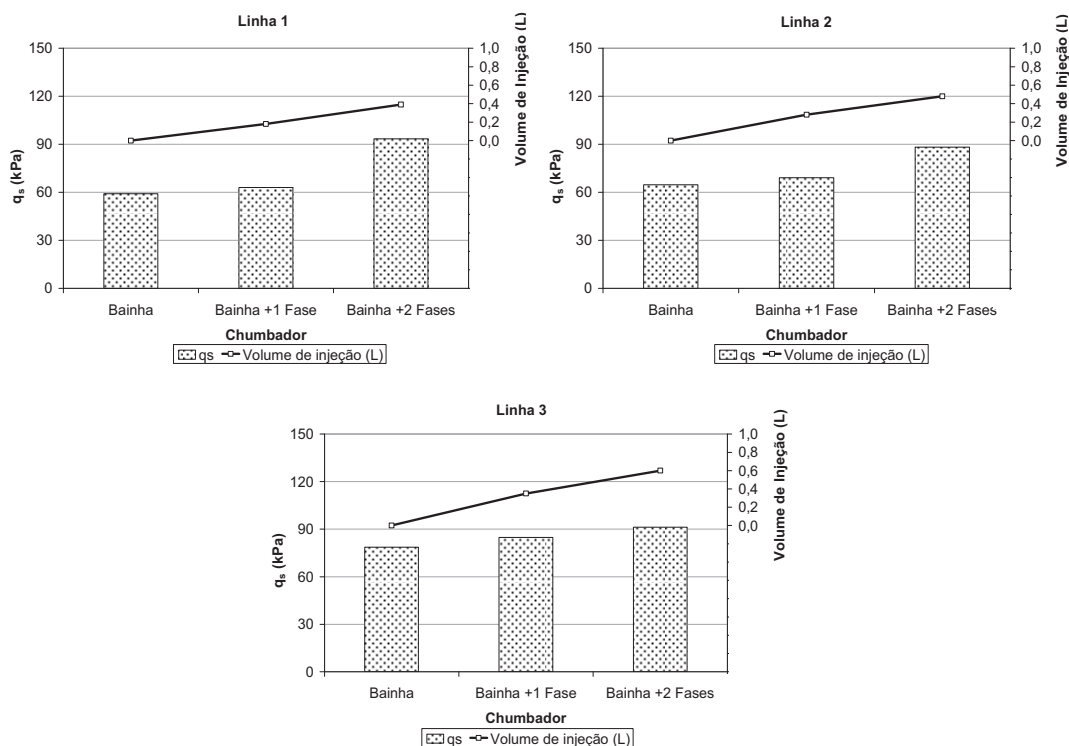


Fig. 16 – Variações de q_s e dos volumes de injeção para as diferentes metodologias executivas das Linhas 1, 2 e 3.

A partir da Figura 16 nota-se, claramente, que os ganhos no parâmetro q_s estão diretamente relacionados com a metodologia executiva e, conseqüentemente, com os incrementos dos volumes injetados de calda de cimento. Tal fato explica o melhor desempenho dos chumbadores executados com as metodologias Bainha + 1 Fase e Bainha + 2 Fases. As fases de injeção reduzem os vazios existentes após a execução da Bainha, melhorando a integridade do chumbador ao longo do trecho injetado, refletindo diretamente no parâmetro q_s . A partir da exumação dos chumbadores, estas constatações foram confirmadas.

A partir das análises apresentadas verificou-se, quantitativamente, a interdependência entre o parâmetro q_s e o volume de injeção. A fim de permitir posteriores comparações com ensaios realizados em chumbadores de diferentes geometrias, foi atribuído um fator adimensional “V”, que representa a relação entre o volume injetado de calda de cimento e o volume da cavidade escavada. A Figura 17 apresenta uma correlação entre os dois parâmetros (q_s vs. Fator V), para cada uma das linhas de chumbadores (a) e para todos os chumbadores (b).

Os ajustes lineares da Figura 17(a), apresentaram valores de R^2 aceitáveis, considerando o pequeno espaço amostral e as variabilidades inerentes às metodologias executivas adotadas para a construção dos chumbadores.

Os coeficientes lineares das equações do ajuste equivalem a um volume de injeção igual a zero, ou seja, representa a metodologia Bainha. Considerando esta situação, somente o valor de q_s , da Linha 1 (Figura 13a), representado por 54,85 kPa, é inferior ao mínimo sugerido pela GeoRio (1999) de 60 kPa.

A Figura 17(b), representa a tentativa de estabelecer um padrão de comportamento de relação do valor de q_s com o volume de injeção. O R^2 para o ajuste linear foi inferior aos obtidos para cada linha, porém mais representativos quando consideramos que possui um maior espaço amostral. O coeficiente linear foi de aproximadamente 65 kPa, próximo ao mínimo sugerido pela GeoRio (1999) e o coeficiente angular foi de 52,7.

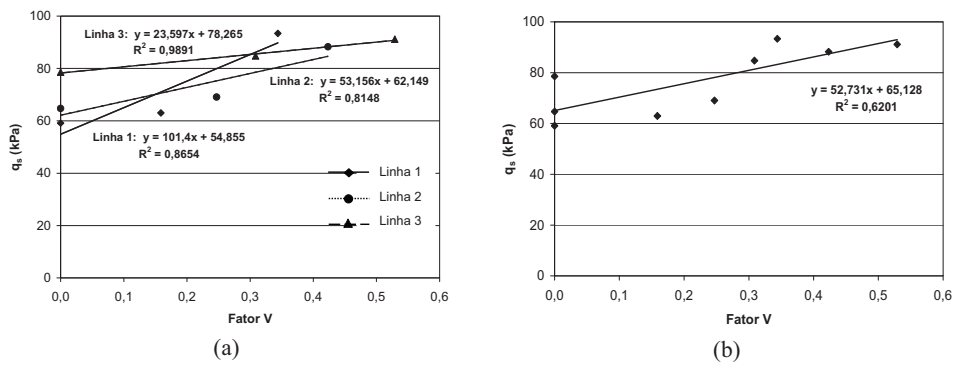


Fig. 17 – Variações de q_s e dos volumes de injeção para as diferentes metodologias executivas das Linhas 1, 2 e 3 (a) e para todos os chumbadores (b).

Com estes resultados verifica-se que a determinação do volume de injeção é uma excelente opção no controle de qualidade de execução do chumbador. Ao realizar este controle é possível, para um mesmo tipo de solo, estimar o valor de q_s a partir do volume injetado para cada chumbador e a sua variação no maciço. Recomenda-se que, para obras que apresentem o mesmo solo característico adote-se a função $q_s = 52,7 \cdot \text{"Fator V"} + 65$ (kPa). A Figura 18 apresenta uma proposta para otimização de projeto e controle de desempenho na técnica de solo pregado. Vale a pena ressaltar que a metodologia proposta é válida para um mesmo tipo de solo.

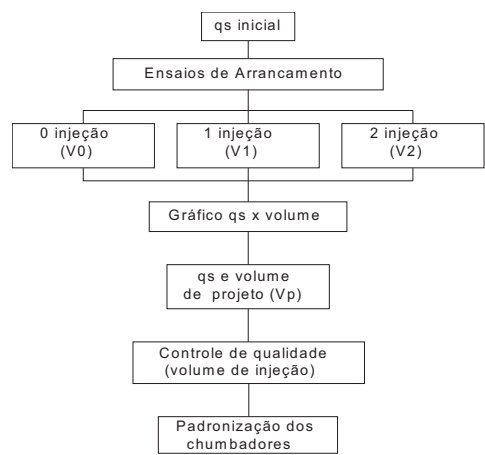


Fig. 18 – Proposta para otimização de projeto e controle de desempenho na técnica de solo pregado.

A proposta apresentada na Figura 18 considera a realização de ensaios de arrancamento em pelo menos três chumbadores executados com diferentes números de injeção (0, 1 e 2). Estes ensaios de arrancamento são fundamentais para a verificação do q_s inicial estimado em projeto. Para tanto, os valores de q_s obtidos a partir dos ensaios de arrancamento devem ser plotados em função dos fatores adimensionais de volume (V_0 , V_1 e V_2) determinados para os diferentes números de injeções. Ao analisar estes valores o projetista poderá determinar um q_s de projeto e seu correspondente volume injetado de calda de cimento. Para garantir as premissas assumidas no projeto e padronizar o desempenho dos chumbadores executados, os volumes de injeção devem ser objeto de um rigoroso controle na obra.

As obras de solo pregado apresentam várias vantagens quando comparadas com outras técnicas de reforço e contenção *in situ*. No entanto, na ausência de normas regulamentadoras, alguns projetistas ainda não sentem confiança em utilizá-la como solução. Neste sentido, o controle de desempenho sugerido neste trabalho pode ser considerado como uma excelente alternativa para a realização de obras de solo pregado mais confiáveis, seguras e econômicas.

3.2 – Distribuição da carga nos reforços

A instrumentação realizada nos reforços permitiu verificar a distribuição das cargas, durante o ensaio, ao longo do comprimento dos reforços. A Figura 19 apresenta a distribuição de cargas ao longo do comprimento dos reforços para oito barras de aço, já que na linha 3 a barra de aço executada com a metodologia Bainha + 2 Fases apresentou problemas com a aquisição de dados. Foram plotados quatro níveis de carregamento em relação à carga de ruptura (25, 50, 75 e 100%).

Observa-se que os reforços apresentam comportamentos semelhantes no tocante à mobilização das cargas durante a realização do ensaio de arrancamento. Como o arrancamento ocorre no contato solo-reforço, a mobilização da resistência é gradual, ou seja, da cabeça em direção à parte interna do chumbador. Para os quatro níveis de carregamento, as cargas mostraram-se máximas na face, nas proximidades do ponto de aplicação de carga, e têm sua magnitude reduzida ao longo do reforço. Ao analisar as curvas referentes a 100% da carga de arrancamento, verifica-se que o comprimento total dos reforços foi praticamente solicitado.

3.3 – Exumação dos reforços

Todos os chumbadores executados foram exumados. Apresenta-se nas Figuras 20 (a), (b) e (c) uma vista geral da constituição dos chumbadores das linhas 1, 2 e 3, respectivamente, após o processo de exumação.

A partir da exumação dos chumbadores verificou-se a presença de alguns vazios de calda de cimento ao longo do trecho injetado. Estes vazios apresentaram-se de forma mais evidente nos chumbadores executados somente com a Bainha. O ineficiente preenchimento de calda de cimento ocorreu, principalmente, atrás do obturador de espuma. Para os chumbadores executados com Bainha +1 Fase verificou-se um melhor preenchimento destes vazios enquanto os executados com Bainha + 2 Fases apresentaram-se mais íntegros ao longo do seu comprimento.

Para permitir uma análise quantitativa, mediram-se os diâmetros dos chumbadores em quatro posições diferentes (0,125 m, 0,375 m, 0,625 m e 0,875 m) em relação ao início do trecho injetado de 1,0 m. Para cada posição, foram tomadas três leituras e calculado o valor médio. A Figura 21 apresenta os diâmetros médios medidos para cada uma das linhas em função do diâmetro de referência (38 mm).

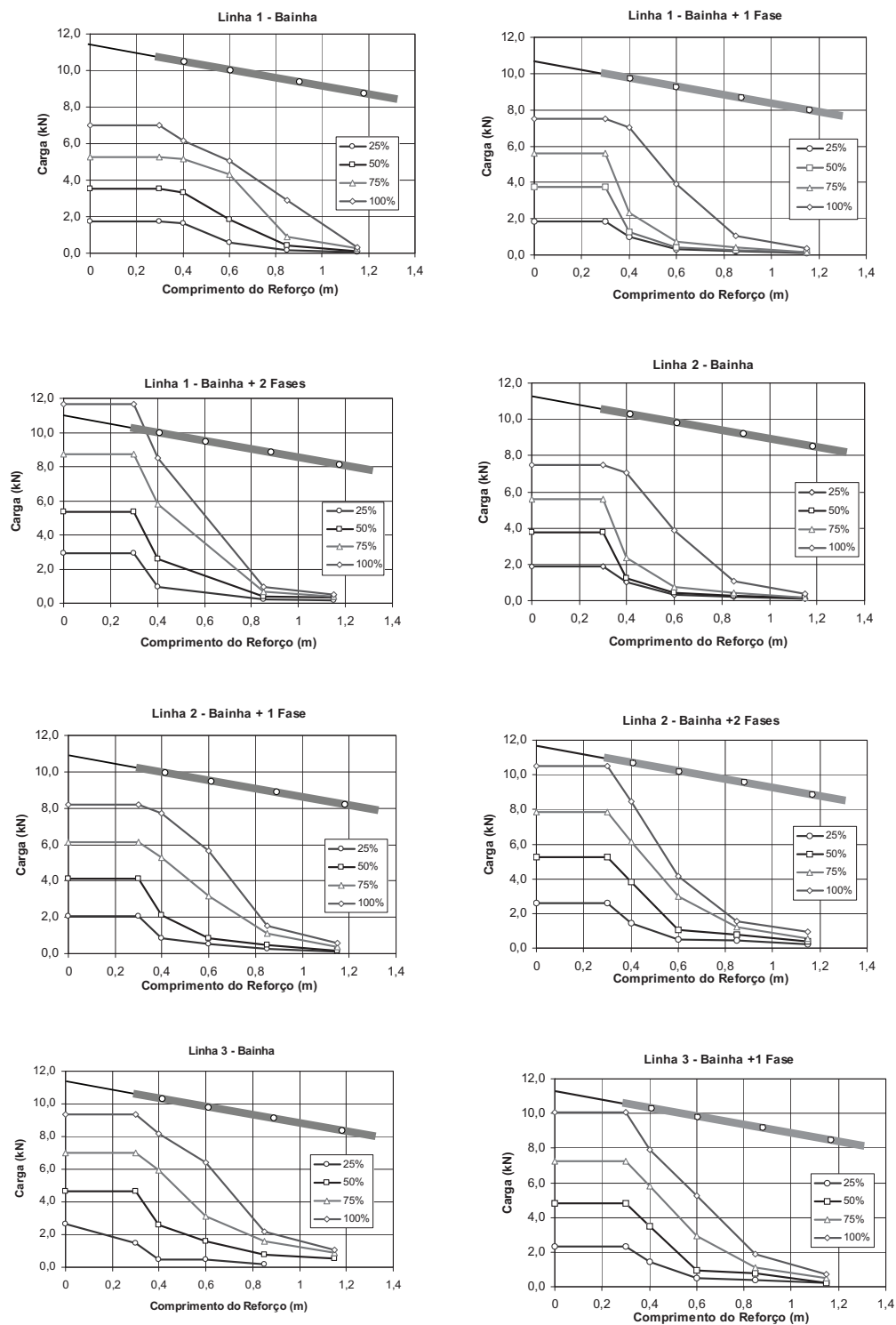


Fig. 19 – Distribuição de carga ao longo do comprimento do reforço (percentagem de carga em relação à carga de ruptura), durante os ensaios.

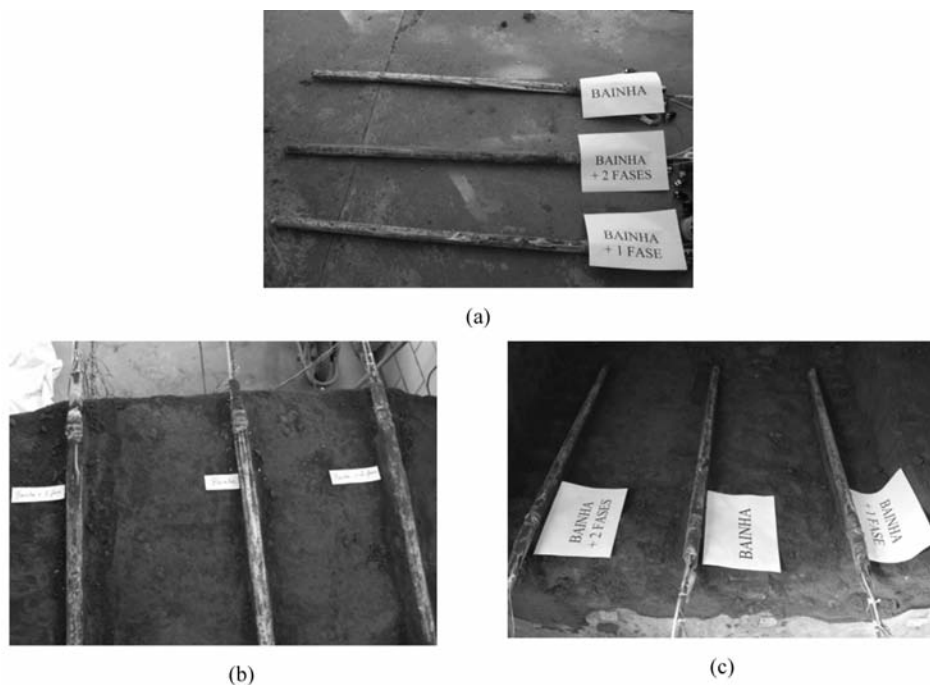


Fig. 20 – Chumbadores após o processo de exumação: (a) linha 1; (b) linha 2 e (c) linha 3.

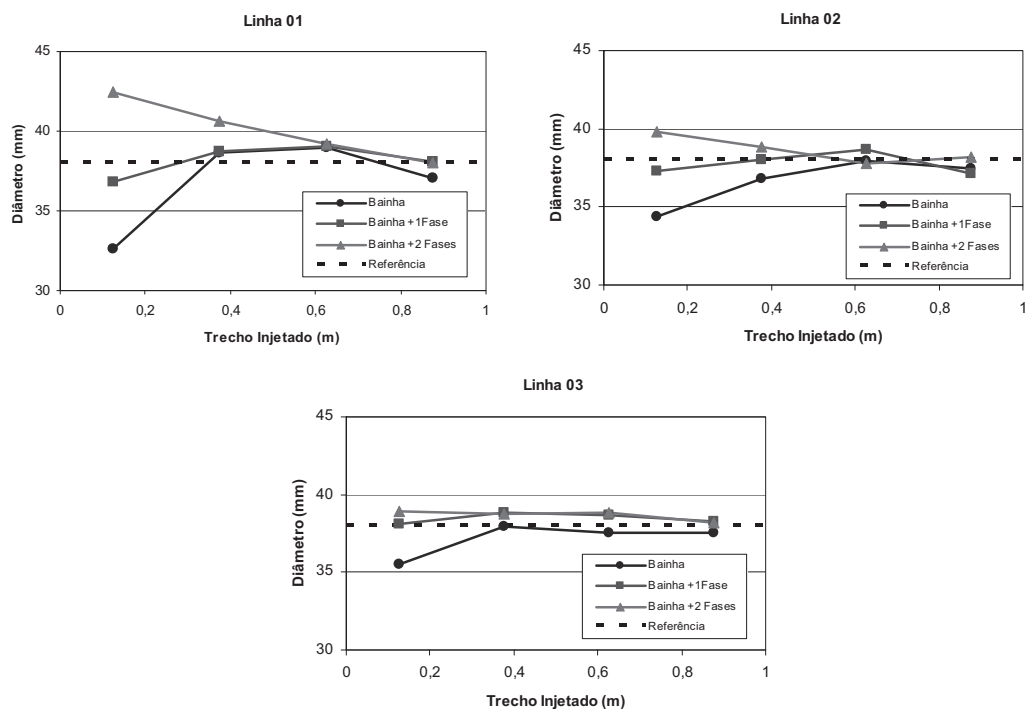


Fig. 21 – Variação do diâmetro médio ao longo trecho injetado para os chumbadores das linhas 1, 2 e 3.

As medidas dos diâmetros confirmaram as constatações qualitativas (visuais). Conforme mencionado, as maiores variações na seção transversal do chumbador ocorreram no início do trecho injetado (atrás do obturador). Para Bainha + 2 Fases as seções transversais sempre foram superiores ao valor de referência. Com o aumento da profundidade a amplitude da diferença entre as medidas para os diferentes métodos construtivos diminuiu, ficando muito próximas na última linha.

Estas constatações em relação à integridade do chumbador podem ser totalmente relacionadas com os resultados dos ensaios de arrancamento apresentados anteriormente e com a variação do q_s com o volume injetado do chumbador.

Além destas constatações foi possível verificar que: (a) não houve enraizamento da calda de cimento no solo compactado. Entretanto, houve a formação de um solo mais rígido com calda de cimento no entorno dos reforços reinjetados; (b) observou-se que todos os reforços foram arrancados no contato calda de cimento/solo. Este fato deve-se ao espaço vazio de aproximadamente 60 mm a partir da extremidade final dos reforços arrancados; (c) não houve vestígios de fissuração transversal e longitudinal ao longo do comprimento do reforço e (d) o trecho livre apresentou-se bem preservado. Isto mostra que o sistema utilizado como obturador trabalhou de forma adequada.

4 – CONCLUSÕES

A partir dos resultados obtidos com a construção do solo pregado em laboratório podem ser extraídas as seguintes conclusões:

Para as três linhas de reforços, os ensaios de arrancamento resultaram em valores de resistência ao cisalhamento de interface (q_s) crescente com o aumento das fases de injeção. Este incremento deve-se, provavelmente, a melhor integridade do chumbador e conseqüente redução dos vazios, permitindo a reconstituição do confinamento existente antes da perfuração.

A utilização de extensômetros de resistência elétrica (*strain gages*) para a instrumentação das barras permitiu uma avaliação da qualidade do ensaio, possibilitando ainda a visualização da distribuição dos esforços ao longo do comprimento dos chumbadores.

A resistência ao cisalhamento de interface (q_s) aumentou ao longo da profundidade para os reforços construídos com Bainha e Bainha + 1 Fase. Entretanto, para os chumbadores construídos com Bainha + 2 Fases os valores de q_s ficaram muito próximos com o aumento da profundidade. Para os chumbadores construídos com Bainha e Bainha +1 foi possível estabelecer um ajuste linear do incremento de q_s a partir do acréscimo de tensão vertical, determinada a partir de software de elementos finitos.

Os resultados obtidos mostram que o valor de q_s está intimamente relacionado com o volume de injeção obtido para cada metodologia executiva. A exumação dos chumbadores confirmou estas considerações. A quantificação deste volume injetado é uma excelente opção para a determinação de q_s de projeto e para a realização do controle de qualidade de execução do chumbador.

Na tentativa de realizar obras mais confiáveis e seguras recomenda-se utilizar a proposta apresentada neste trabalho. Para um mesmo tipo de solo é possível a partir das formulações propostas, relacionar o valor de q_s com o volume injetado para cada chumbador. Ressalta-se que este controle é de fácil aplicação em obras e permite uma melhor análise dos parâmetros adotados em projeto.

5 – AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem ao Departamento de Geotecnia da Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo pelo suporte técnico a esta pesquisa e a Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de São Paulo (FAPESP) pela bolsa de estudos concedida ao primeiro autor e auxílio à pesquisa concedido ao segundo autor.

6 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ASTM D 4643 (1993) – *Standard Test Method for Determination of Water (Moisture) Content of Soil by Microwave Oven Heating*.
- Bridle, R. J.; Barr, B.I.G. (1990) – *The Analysis and Design of Soil Nails*. Internacional Reinforced Soil Conference, pp. 249-254, Glasgow.
- Bustamante, M.; Doix, B. (1985) – *Une Méthode Pour le Calcul des Tirants et des Micropieux Injectés*. Bulletin de Liaison des Laboratoire des Ponts et Chaussées, n. 140, pp. 75-92, Paris.
- Byrne, R. J.; Cotton, D.; Porterfield, J.; Wolschlag, C.; Ueblacker, G. (1998) – *Manual for Design and Construction Monitoring of Soil Nail Walls*. Report FHWA-SA-96-069R, U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, Washington DC, USA.
- Chang, K. T.; Milligan, G. W. E. (1996) – *Effects of the Transition Zone in a Nailed Wall Model Test*. In: Earth Reinforcement, Balkema, pp. 333-338, Rotterdam.
- Chu, L. M.; Yin, J. H. (2005) – *A Laboratory Device to Test the Pull-Out Behavior of Soil Nails*. Geotechnical Testing Journal, vol.28, nº5, pp. 499-513.
- Clouterre. (1991) – *Recommandations Clouterre Project National Clouterre*. Presses de l'ENPC, 269 p., Paris.
- França, F. A.; Bueno, B. S. (2009) – *Comportamento de um Modelo de Laboratório em Solo Grampeado*. Revista Geotecnia, vol. 113, PP. 1-16 (no prelo).
- Frazen, G. (1998) – *Soil Nailing - A Laboratory and Field Study of Pullout Capacity*. Doctoral Thesis, Department of Geotechnical Engineering, Chalmers University of Technology, Sweden.
- GeoRio (1999) – *Manual Técnico de Encostas: Ancoragem e Grampos*. Fundação GeoRio, 184 p., Rio de Janeiro-RJ.
- Hausmann, M. R.; Lee, K. L. (1978) – *Rigid Model Wall with Soil Reinforcement*. Proceedings of Symposium on Earth Reinforcement, ASCE, pp. 400-401, Pittsburg – USA.
- Hong, Y. S.; Wu, C. S.; Yang, S. H. (2003) – *Pullout Resistance of Single and Double Nails in a Model Sandbox*. Canadian Geotechnical Journal, vol. 40, nº. 5, pp. 1039-1047.
- Jewell, R. A. (1990) – *Review of Theoretical Models for Soil Nailing*. Internacional Reinforced Soil Conference, pp. 265-275, Glasgow.
- Junaideen, S. M.; Tham, L. G.; Law, C. F.; Lee, C. F.; Yue, Z. Q. (2004) – *Laboratory Study of Soil-Nail Interaction in Loose, Completely Decomposed Granite*. Canadian Geotechnical Journal, vol. 41, pp. 274-286.

- Lazarte, C. A.; Elias, V.; Espinoza, R. D.; Sabatini, P. J. (2003) – *Soil nail walls*. Report FHWA0-IF-03-017, Geotechnical Engineering Circular, U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, Washington DC - USA.
- Lee, C. F.; Law, K. T.; Tham, L. G.; Yue, Z. Q.; Junaideen, S. M. (2004) – *Design of a Large Soil Box for Studying Soil-Nail Interaction in Loose Fill*. *Soft Soil Engineering*, pp. 413-418.
- Morris, J. D. (1999) – *Physical and Numerical Modelling of Grouted Nails in Clay*. Ph.D. Thesis, Magdalen College, Oxford University, Hilary Term, Oxford, England.
- NBR 9813 (1987) – *Solo - Determinação da Massa Específica Aparente “In Situ” com Emprego do Cilindro de Cravação*.
- Ortigão, J. A. R.; Palmeira, E. M. (1997) – *Optimised design for soil nailed walls*. Proceedings of the 3rd International Conference on Ground Improvement Geosystems (GIGS), pp. 368-374, London, UK.
- Schlosser, F. (1982) – *Behaviour and Design of Soil Nailing*. Symposium on recent developments in ground improvement techniques, pp. 399-413, Bangkok.
- Springer, F. O. (2006) – *Ensaio de Arrancamento de Grampos em Solo Residual de Gnaisse*. Tese de Doutorado PUC-Rio, 310 p., Rio de Janeiro - RJ.
- Viana, P. M. F. (2003) – *Geovalva: Um Novo Processo Construtivo para Dutos Enterrados*. Tese (Doutorado em Geotecnia) – Departamento de Geotecnia, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos-SP.
- Zirlis, A. C.; Pitta, C. A.; Souza, G. J. T. (2003) – *Solos Grampeados – Alguns Detalhes Executivos e Casos de Obras*. Workshop: Solo Grampeado – Projeto, Execução, Instrumentação e Comportamento, pp. 1-20, São Paulo-SP.

PROPAGAÇÃO DE UMA ONDA SV NUMA CAMADA DE SOLO COM COMPORTAMENTO NÃO-LINEAR

SV wave propagation in a nonlinear soil layer

João R. Maranhã*

Ana Vieira**

RESUMO – Neste trabalho é analisada a propagação vertical de uma onda impulsiva de corte SV num estrato de solo saturado homogêneo e horizontal em condições não drenadas. Para a caracterização do comportamento do terreno são utilizados modelos constitutivos não-lineares de complexidade variável, ilustrando-se a sua influência na alteração do impulso aplicado na base do estrato, considerada como rígida.

SYNOPSIS – In this work, the vertical propagation of an SV shear pulse wave in a saturated homogeneous and horizontal soil layer under undrained conditions is analysed. Nonlinear constitutive models of variable complexity are used showing their influence on the modification, through the soil layer, of the input pulse applied at the rigid soil base.

PALAVRAS CHAVE – Propagação de ondas, métodos numéricos, plasticidade.

1 – INTRODUÇÃO

A modelação do comportamento do solo, quando submetido a acções cíclicas de elevada amplitude e determinado conteúdo em frequências requer a utilização de leis constitutivas complexas, uma vez que é excedida a gama de comportamento elástico do terreno. Neste trabalho é estudada a resposta de uma camada de solo caracterizada por diferentes modelos constitutivos não lineares, sendo que o modelo mais complexo utilizado é um modelo de plasticidade contínua e anisotrópica.

As acções dinâmicas de elevada amplitude e curta duração podem ocorrer, na prática, em diversas situações como sejam as decorrentes de um sismo, da passagem de comboios de alta velocidade, ou da utilização de sistemas pesados de compactação dinâmica. No presente estudo, a acção, aplicada na base rígida do meio bifásico constituído pelo esqueleto sólido e pela água, consiste num impulso de velocidade horizontal com propagação vertical definido por uma função trigonométrica (co-seno). Este impulso dá origem a uma onda distorcional polarizada no plano vertical (SV). Ilustra-se a evolução sofrida por este impulso no espaço (altura da camada de solo) e no tempo, para os casos das ondas de tensão, de distorção e de pressão intersticial.

* Departamento de Geotecnia, Laboratório Nacional de Engenharia Civil. E-mail: jmaranha@lnec.pt

** Departamento de Geotecnia, Laboratório Nacional de Engenharia Civil. E-mail: avieira@lnec.pt

2 – MODELOS CONSTITUTIVOS UTILIZADOS

Além do modelo de Tresca, foram utilizados, nas análises efectuadas, o modelo hysterético disponível no software FLAC (Itasca, 2005), e o modelo de plasticidade contínua proposto por Kavvas e Belokas (2001) (doravante designado modelo *bubble*).

O referido modelo de Tresca corresponde, na prática, a um modelo elástico linear ao qual foi acrescentado o critério de rotura de Tresca com lei de fluxo associada (dilatância nula). De acordo com este critério, o solo exibe um comportamento plástico perfeito quando a tensão deviatórica atinge um valor especificado pela resistência não drenada, c_u .

O modelo hysterético, disponível no programa FLAC, é um modelo não linear, no qual o módulo de rigidez G é dependente do nível de distorção. O modelo obedece às leis de Masing, sendo o amortecimento unicamente determinado pelos ciclos hysteréticos de carga-descarga. Neste modelo o comportamento volumétrico é independente do comportamento distorcional, não admitindo a ocorrência de dilatância.

O modelo proposto por Kavvas e Belokas (2001) é uma generalização do modelo Cam-clay Modificado, com plasticidade contínua seguindo uma formulação com superfície envolvente (*bounding surface*), de Dafalias (1986), num espaço de tensões. A superfície envolvente é um elipsóide de revolução distorcido, o que torna o comportamento plástico anisotrópico. O modelo inclui um mecanismo para simular a desestruturação induzida pela deformação, que é um aspecto relevante dos solos naturais.

O modelo adopta um esquema de duas superfícies características, que se encontram representadas na Figura 1. A superfície mais exterior, a superfície envolvente, a designada Envolvente de Resistência Estrutural (ERE), representa o material com a sua estrutura intacta, e é definida pela função:

$$F(\boldsymbol{\sigma}, \boldsymbol{\sigma}_K, \alpha) = \frac{1}{c^2} \left(\mathbf{s} - \frac{p}{p_K} \mathbf{s}_K \right) : \left(\mathbf{s} - \frac{p}{p_K} \mathbf{s}_K \right) + (p - p_K)^2 - \alpha^2 = 0 \quad (1)$$

Esta equação descreve em termos geométricos, um elipsóide de revolução, cuja dimensão e alinhamento são dados pelo tensor $\boldsymbol{\sigma}_K = \mathbf{s}_K + p_K \mathbf{I}$. O comprimento da superfície na direcção do eixo p é 2α . A razão dos semi-eixos do elipsóide é dada pela constante c . Quando $\boldsymbol{\sigma}_K = \alpha \mathbf{I}$ e $c = 2/3M$, é obtido o elipsóide do modelo isotrópico Cam-clay Modificado (sendo M a inclinação da linha de estados críticos).

A bolha interior (*bubble*), que limita o domínio elástico, é a Envolvente de Cedência Plástica (ECP). Define-se no espaço das tensões pela seguinte equação:

$$f(\boldsymbol{\sigma}, \boldsymbol{\sigma}_K, \boldsymbol{\sigma}_L, \alpha) = \frac{1}{c^2} \left(\mathbf{s} - \mathbf{s}_L - \frac{p - p_L}{p_K} \mathbf{s}_K \right) : \left(\mathbf{s} - \mathbf{s}_L - \frac{p - p_L}{p_K} \mathbf{s}_K \right) + (p - p_L)^2 - (\xi \alpha)^2 = 0 \quad (2)$$

sendo $\mathbf{s}$, $\mathbf{s}_K$ e $\mathbf{s}_L$ as partes deviatóricas dos estados de tensão corrente $\boldsymbol{\sigma}$, no centro da ERE, $\boldsymbol{\sigma}_K$, e no centro da ECP, $\boldsymbol{\sigma}_L$, respectivamente, enquanto que p , p_K e p_L são as tensões médias associadas aos mesmos estados de tensão.

A bolha é homotética relativamente à ERE, reduzida por um factor de escala $\xi \ll 1$ e translacionada $\boldsymbol{\sigma}_L - \boldsymbol{\sigma}_K$ em relação a $\boldsymbol{\sigma}_K$. A ECP, $f = 0$, é obtida da ERE substituindo $\boldsymbol{\sigma}$ por $\boldsymbol{\sigma} - \boldsymbol{\sigma}_L - \boldsymbol{\sigma}_K$ e α por $\xi \alpha$, em $F = 0$. O tensor $\boldsymbol{\sigma}_L$ é o centro da bolha (ECP).

A implementação deste modelo foi efectuada por Maranhã e Vieira (2008). Nesta referência pode ser encontrada uma descrição detalhada do modelo assim como o significado de todas as constantes materiais que o definem.

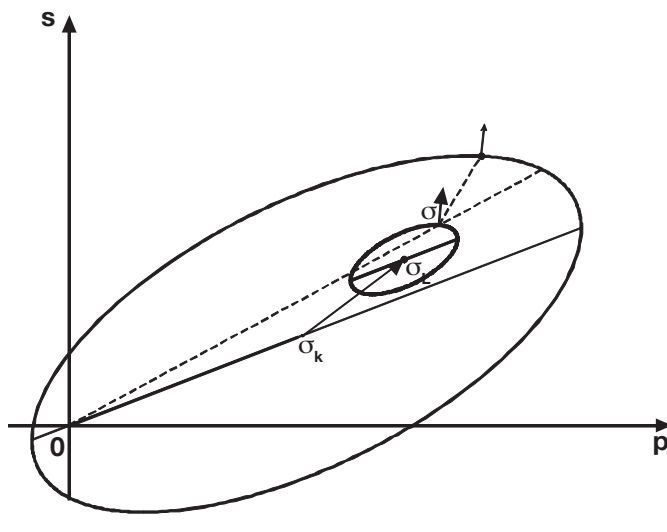


Fig. 1 – Representação da Envoltura de Resistência Estrutural (ERE) e da Envoltura de Cedência Plástica (ECP).

3 – DEFINIÇÃO DA ACÇÃO

A acção aplicada na base da camada consiste num impulso de velocidade horizontal definido pela seguinte função:

$$v(t) = \begin{cases} \frac{a}{2} [1 - \cos(bt)] & \text{se } t \in \left[0; \frac{2\pi}{b}\right] \\ 0 & \text{se } t \notin \left[0; \frac{2\pi}{b}\right] \end{cases} \quad (3)$$

em que a é a amplitude máxima do impulso de velocidade e b é o parâmetro que determina a sua duração.

A respectiva transformada de Fourier é dada por:

$$H(f) = \int_{-\infty}^{+\infty} v(t) e^{2\pi i f t} dt = \int_0^{\frac{2\pi}{b}} v(t) e^{2\pi i f t} dt = \frac{a b^2 i \left(e^{\frac{4\pi^2 f i}{b}} - 1 \right)}{4\pi f (b^2 - 4f^2 \pi^2)} \quad (4)$$

A história de velocidades e a amplitude espectral do impulso podem ser observadas na Figura 2. Pode-se considerar que o sinal apresenta uma largura de banda limitada, com conteúdo de frequências acima de $b/(2\pi)$ pouco significativo. A este impulso de velocidade corresponde uma aceleração máxima igual a $(ab)/2$.

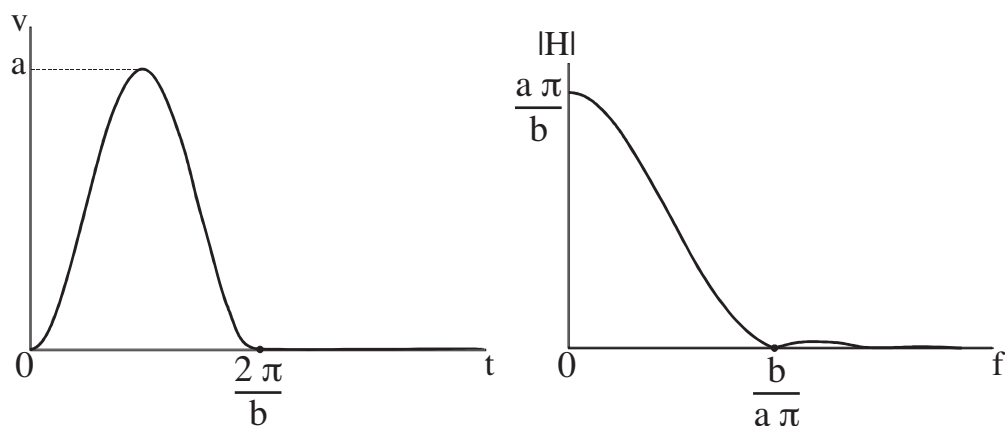


Fig. 2 – Impulso de velocidade no domínio do tempo e da frequência.

O impulso aplicado tem uma duração de 0,1s e uma aceleração máxima de 2g. O conteúdo em frequências acima dos 10Hz é pouco significativo e tende rapidamente para zero.

4 – MODELO DA CAMADA DE SOLO

A camada de solo em estudo é homogénea, apresenta 46m de espessura e está assente numa base rígida. O solo consiste numa argila rija sobreconsolidada. O terreno encontra-se saturado com o nível freático localizado 2m abaixo da superfície. Nos 2m acima do nível freático actuam pressões neutras negativas resultantes das forças capilares. Para as análises numéricas, feitas em condições de deformação plana não drenada foi utilizado o programa FLAC. Os módulos de distorção e compressibilidade volumétrica iniciais variam linearmente com a tensão média efectiva como descrito em Maranhã e Vieira (2008).

A camada de solo foi discretizada numa coluna com 460 elementos quadrados com 0,1m de lado. Como o período mínimo do sinal é cerca de 0,1s e a velocidade elástica mínima das ondas distorcionais de 45m/s (à superfície) existem, pelo menos, cerca de 45 elementos por comprimento de onda. De acordo com os resultados apresentados em Semblat *et al.* (1999), são necessários pelo menos 10 elementos por comprimento de onda para evitar a ocorrência de dispersão numérica. A dimensão dos elementos utilizados pretende assim cobrir a redução adicional da velocidade de propagação por efeito da diminuição da rigidez com a deformação. As condições de fronteira aplicadas reproduzem as condições 1D prevalecentes no problema da viga de corte, em que os planos horizontais são rígidos e permanecem horizontais. Para tal, foi feita uma ligação rígida entre nós situados no mesmo plano horizontal de modo a terem sempre os mesmos deslocamentos horizontais e verticais. Este tipo de condição de fronteira, permite a ocorrência de deformações verticais devidas à dilatação. O campo de tensões iniciais utilizado, com o valor de K_0 variável em profundidade e consistente com a história de tensões de um solo sobreconsolidado, encontra-se descrito de forma detalhada em Maranhã e Vieira (2008).

Em teoria, o domínio elástico (a *bubble*) pode ser tão pequeno quanto o desejado. No entanto, constata-se que, se o seu tamanho for demasiado reduzido, ocorrem problemas de instabilidade numérica. Para evitar estes problemas numéricos foi adoptado um factor de escala relativo à superfície envolvente de 0,12.

Nas análises cujos resultados se apresentam de seguida não foi utilizado qualquer tipo de amortecimento, para além do implícito nos modelos materiais adoptados.

5 – APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

Nas análises de propagação da onda impulsiva descrita acima a duração total considerada foi de 1,5s. Foi assim permitida a ocorrência de reflexões na superfície e na base rígida. Como referido, foram utilizados três modelos materiais para reproduzir o comportamento da camada de solo: o modelo elastoplástico de Tresca, o modelo *bubble* e o modelo histerético disponível no programa FLAC.

Os parâmetros usados para o modelo *bubble* correspondem aos valores da argila sobreconsolidada de Vallerica (Kavadas e Amorosi, 2000): $B_0=12500\text{kPa}$, $G_0=9375\text{kPa}$, $p_r=100\text{kPa}$, $m=1$, $\lambda^*=0,118$, $\kappa^*=0,012$, $n=2$, $N_{iso}=2,15$, $\Gamma=2,08$, $\nu_0=1,363$, $c=0,85$, $\xi=0,08$, $k=0,85$, $p_K=2\alpha=500\text{kPa}$, $\chi=1$, $\psi=0$, $\gamma=10$, $\lambda_r=0,22$ e $\xi=0$. Não foi considerada a anisotropia (a ERE é alinhada com o eixo hidrostático e $\psi=0$), nem a desestruturação pelo que as constantes associadas à representação destes fenómenos são nulas.

Para efeitos de comparação entre os modelos, foram adoptados para o modelo de Tresca e para o modelo histerético os mesmos módulos elásticos iniciais que os obtidos no modelo *bubble*. Deste modo, todos os modelos apresentam a mesma variação dos módulos elásticos iniciais em profundidade (no topo $G=4472\text{kPa}$, $K=5963\text{kPa}$ e na base $G=45509\text{kPa}$, $K=60679\text{kPa}$).

Igualmente para efeitos de comparação, foram determinadas as duas constantes do modelo histerético, L_1 e L_2 , (Itasca, 2005), de modo a que obtivesse um bom ajuste com as curvas de degradação dos módulos de rigidez do modelo *bubble*. Nos 23m mais superficiais o melhor ajuste foi obtido para $L_1=-1,2$ e $L_2=0,9$ e nos 23m mais próximos da base para $L_1=-1,3$ e $L_2=0,8$.

Para o caso do modelo de Tresca, foi admitida uma variação linear em profundidade da coesão, que representa, neste modelo, a resistência não drenada c_u . Os valores desta foram calculados de modo a corresponder à resistência não drenada do modelo *bubble*: no topo $c_u=200,9\text{kPa}$ e na base $c_u=259,2\text{kPa}$.

5.1 – Ondas de tensão de corte

Nas Figuras 3 a 6 ilustram-se as ondas de tensão de corte obtidas nas análises numéricas ao longo da camada de solo resultantes da utilização dos três modelos decorridos 0,1, 0,2, 0,3 e 1,3s respectivamente (na base $x=0$ e no topo da camada $x=46\text{m}$). Como se pode observar a resposta é diferente para os três modelos desde o primeiro instante analisado. Para 0,1s a resposta resultante do modelo Tresca é ainda elástica e linear uma vez que não foi ainda alcançado o nível de plastificação. No mesmo instante, para os outros modelos a resposta é mais próxima entre eles, denotando já a ocorrência de uma apreciável dissipação de energia (menor amplitude e alteração da forma da onda), que é mais elevada para o caso do modelo *bubble*. É também evidente que a frente da onda apresenta aproximadamente a mesma velocidade para todos os modelos nos instantes 0,1s, 0,2s e 0,3s. Estes instantes correspondem à primeira propagação ascendente do impulso. Por efeito da plastificação uma parte da onda de tensão, acima de um determinado valor, deixa de se propagar. A parte remanescente continua a propagar-se com a velocidade elástica. No instante 1,3s, após completados um trajecto ascendente e outro descendente, a onda encontra-se novamente a propagar em direcção ao topo. No instante referido, já se encontra significativamente amortecida para os três

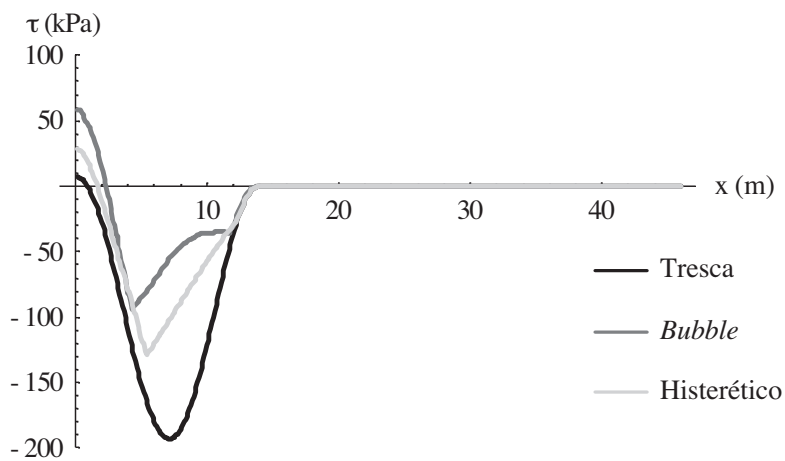


Fig. 3 – Ondas de tensão de corte ($t=0,1s$).

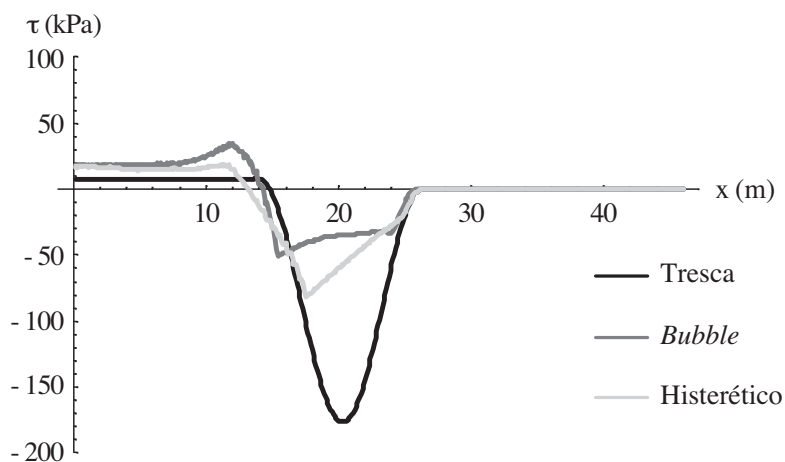


Fig. 4 – Ondas de tensão de corte ($t=0,2s$).

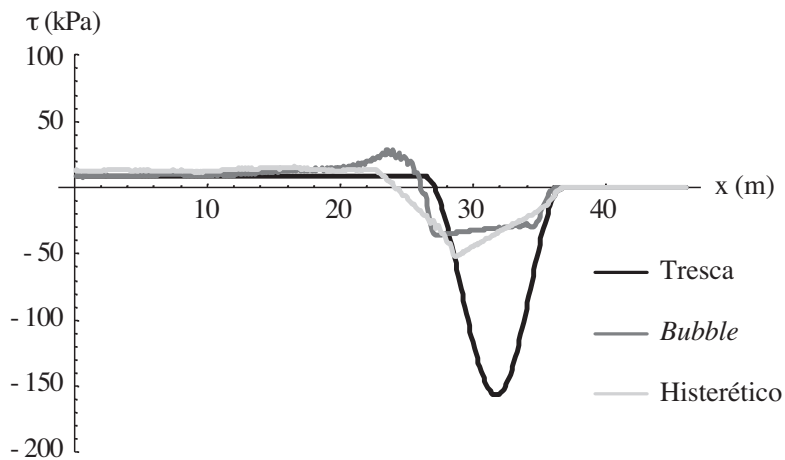


Fig. 5 – Ondas de tensão de corte ($t=0,3s$).

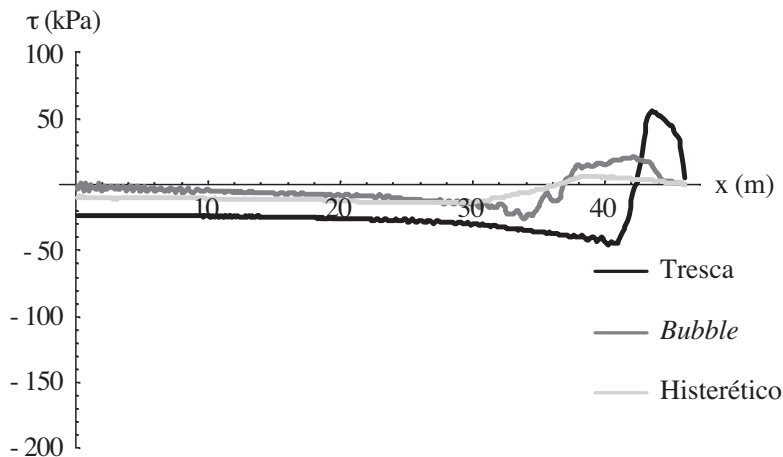


Fig. 6 – Ondas de tensão de corte ($t=1,3s$).

modelos analisados, sendo este efeito mais evidente para o modelo histerético seguido do modelo *bubble*. Verifica-se também a ocorrência de tensões residuais atrás da onda ao longo de toda a camada.

A representação simultânea das ondas de tensão no espaço e no tempo para os três modelos mostra-se nas Figuras 7 a 9. Podem observar-se sucessivas reflexões das ondas. A forma curvilínea da trajetória traduz a redução da velocidade de propagação das ondas de corte com a proximidade à superfície, devido à variação da rigidez. As reflexões na superfície livre processam-se com uma anulação da amplitude da onda seguida de uma inversão de sinal. Na base, as reflexões implicam uma duplicação da amplitude mantendo-se o sinal. Ao fim de 1,5s, verifica-se ter sido o modelo de Tresca aquele em que a onda percorreu uma maior distância (maior domínio elástico), seguido do modelo *bubble*. É também evidente a maior dispersão (mudança da forma da onda durante a propagação) da onda associada aos modelos histerético e *bubble*.

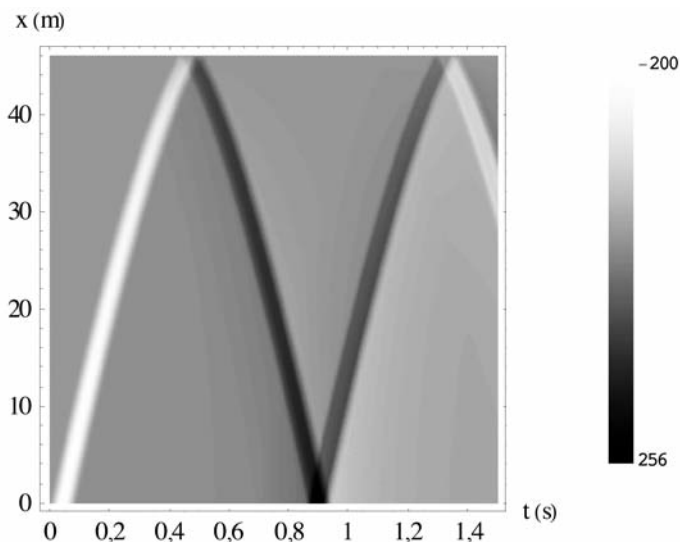


Fig. 7 – Evolução da tensão de corte com a distância e o tempo. Modelo de Tresca.

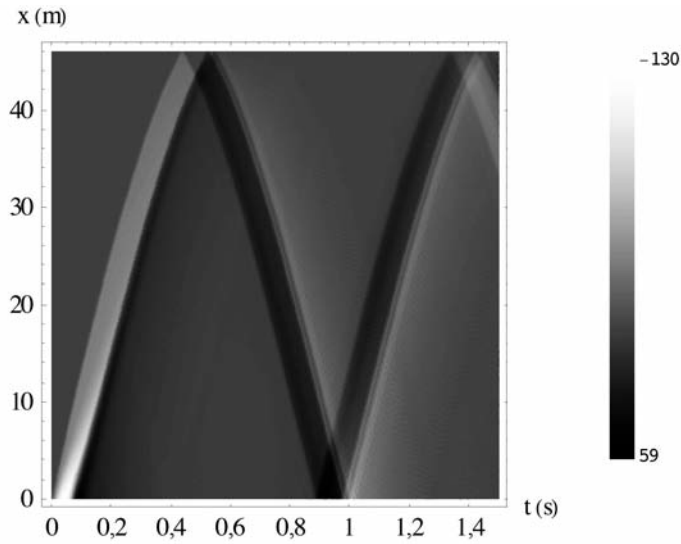


Fig. 8 – Evolução da tensão de corte com a distância e o tempo. Modelo *bubble*.

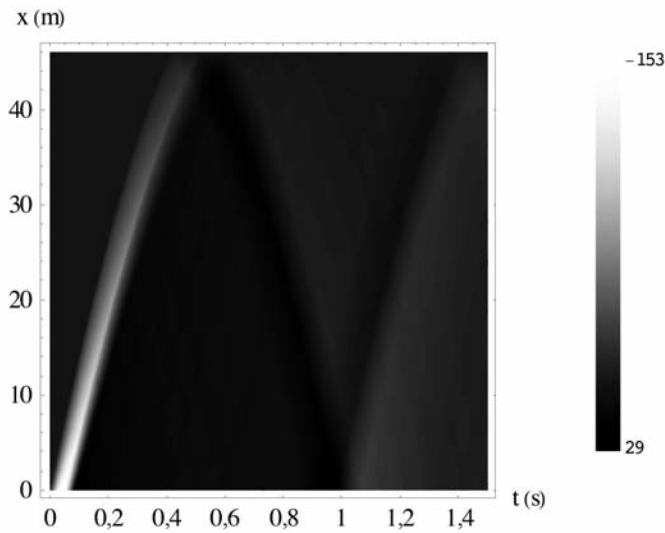


Fig. 9 – Evolução da tensão de corte com a distância e o tempo. Modelo histerético.

5.2 – Ondas de distorção

A propagação das ondas de distorção para os instantes acima referidos mostra-se nas Figuras 10 a 13. Tal como seria de esperar, constata-se que a resposta varia significativamente em função do modelo utilizado. Antes da ocorrência de plastificações (deformações plásticas), perto do topo, a resposta obtida pelo modelo Tresca é essencialmente linear elástica. Com os outros dois modelos ocorrem gradualmente plastificações desde a base que se mantêm à medida que a ondas de distorção prosseguem o seu trajecto até ao topo da camada.

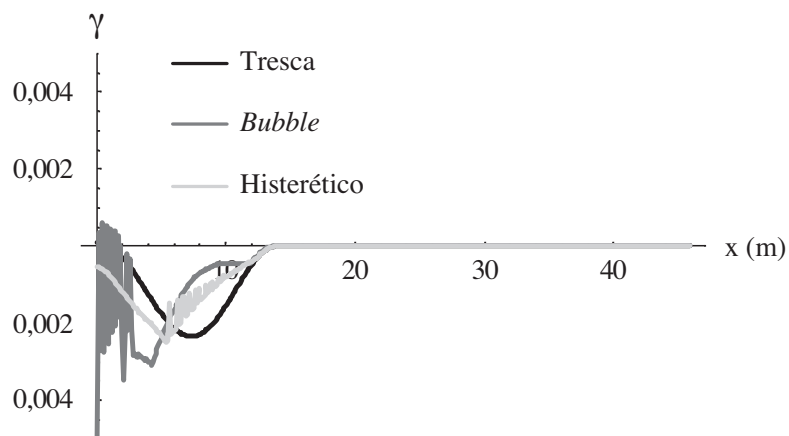


Fig. 10 – Distorção ($t=0,1s$).

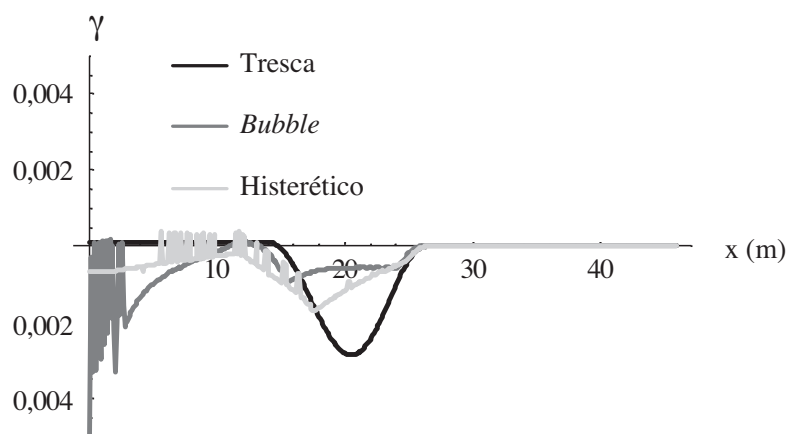


Fig. 11 – Distorção ($t=0,2s$).

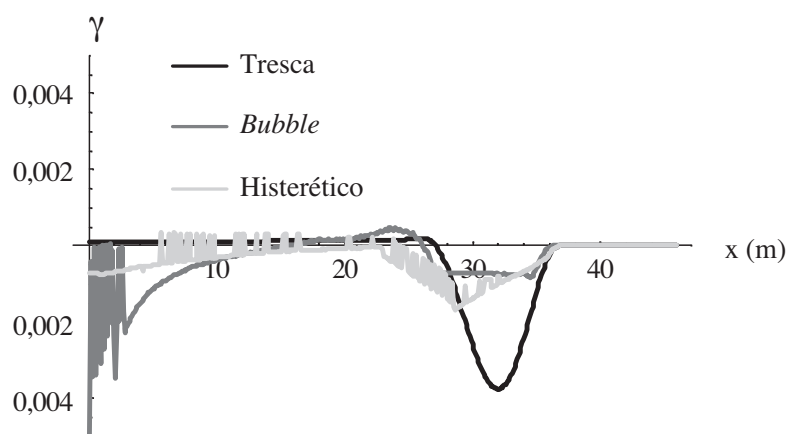


Fig. 12 – Distorção ($t=0,3s$).

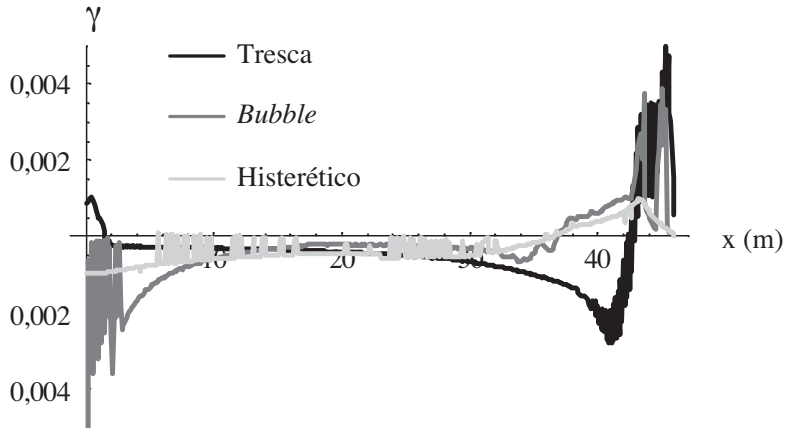


Fig. 13 – Distorção ($t=1,3$ s).

Os picos que se podem observar ao longo da altura do estrato correspondem a deformações localizadas. No instante 1,3s verifica-se a ocorrência de níveis significativos de deformações localizadas, especialmente no topo da camada. Para o caso do modelo histerético, constata-se também a existência de deformações localizadas ao longo da camada. Em termos absolutos, as maiores distorções na base ocorrem para o modelo *bubble*, enquanto que no topo, como referido, resultam das análises com o modelo de Tresca.

Nas Figuras 14 a 16 mostra-se a variação das ondas de distorção no espaço e no tempo para os modelos de Tresca, histerético e *bubble*, respectivamente. Tal como ocorre com as ondas de tensão, as ondas de distorção percorrem distâncias distintas para os três modelos. Como se pode constatar, em termos absolutos, os níveis de distorção alcançados são inferiores para o modelo histerético. As riscas horizontais, que se podem observar neste tipo de representação, nos três modelos

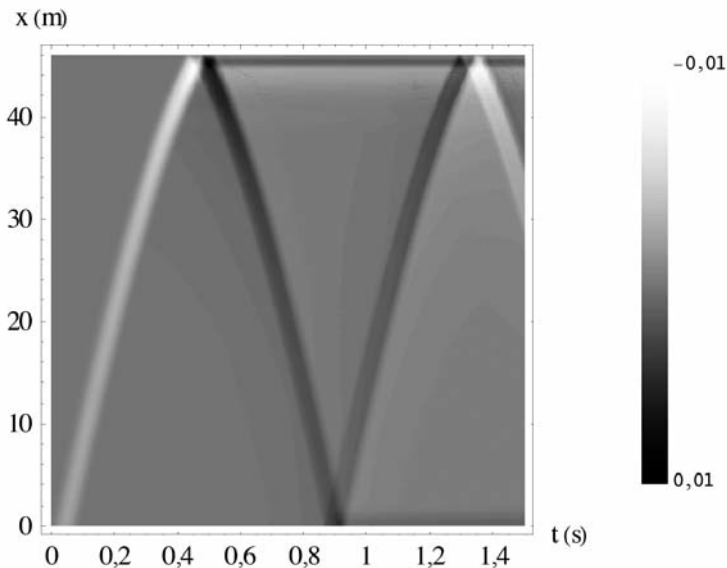


Fig. 14 – Evolução da distorção com a distância e o tempo. Modelo de Tresca.

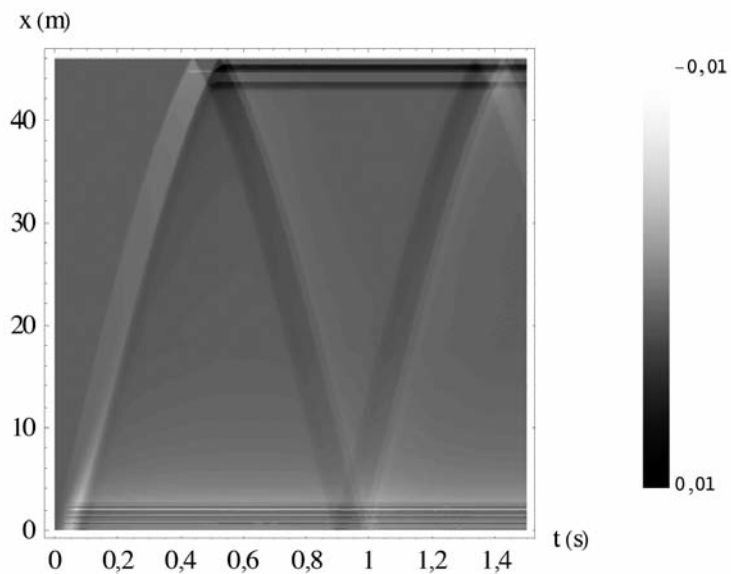


Fig. 15 – Evolução da distorção com a distância e o tempo. Modelo *bubble*.

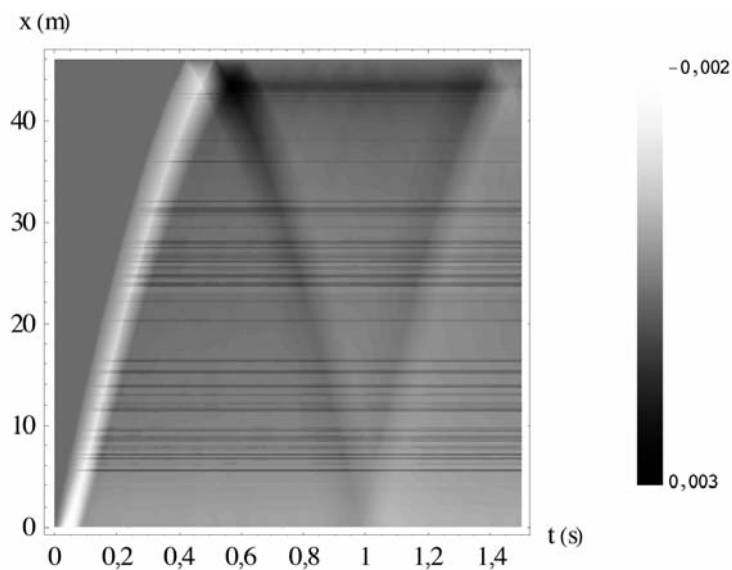


Fig. 16 – Evolução da distorção com a distância e o tempo. Modelo histerético.

(com mais evidência nos modelos *bubble* e histerético) correspondem a deformações localizadas que permanecem ao longo do tempo. Verifica-se também nesta representação que os padrões de deformação localizada diferem entre os três modelos.

5.3 – Ondas de pressão intersticial

Dos modelos constitutivos utilizados o único que permite a ocorrência de dilatância (variável) é o modelo *bubble*. Consequentemente, quando ocorrem plastificações geram-se deformações volumétricas que dão origem a ondas de volume (ondas P). Dado que se considerou comportamento não drenado, a tendência para variação de volume vai gerar variações nas pressões intersticiais relativamente aos seus valores iniciais. Na Figura 17 mostra-se, para os instantes de tempo indicados, a evolução do excesso da pressão intersticial ao longo da coluna de solo. O excesso de pressão intersticial é bastante significativo, ocorrendo o valor máximo na base. Verifica-se que no primeiro trajecto ascendente da onda, a frente está associada a uma ligeira redução da pressão intersticial, sendo que na sua retaguarda ocorre uma variação no sentido inverso (aumento da pressão intersticial), mais importante em valor absoluto do que a redução anterior.

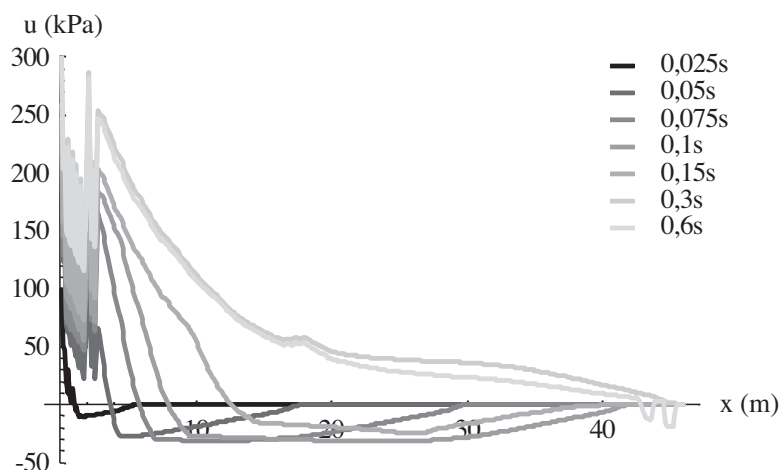


Fig. 17 – Excesso de pressão intersticial na camada em diferentes instantes. Modelo *bubble*.

A representação das ondas de excesso de pressão intersticial ao longo do tempo e do espaço, mostrada na Figura 18, permite verificar a ocorrência de cerca de 15 atravessamentos da camada a que corresponde uma velocidade média de 460m/s. Este valor corresponde, aproximadamente, ao valor da velocidade de propagação das ondas na água para um módulo de compressibilidade volumétrica de 2×10^3 kPa. Este último valor, utilizado nos cálculos, para o módulo de compressibilidade volumétrica da água, em alternativa ao valor real (2×10^6 kPa), teve por objectivo evitar um *time step* excessivamente pequeno (análises excessivamente demoradas). Verifica-se, claramente, que a dilatância dá origem a ondas P, mesmo considerando que inicialmente a solicitação era puramente distorcional.

5.4 – Tensão de corte espectral na camada

A variação ao longo da altura da camada e da frequência da tensão espectral, apresenta-se nas Figuras 19 a 21. Esta representação permite constatar que o modelo hysterético amortece significativamente mais as altas frequências. As análises efectuadas com este modelo, permitem verificar também, uma variação da resposta em altura muito superior à obtida com os outros dois modelos. Constata-se que para os modelos de Tresca e hysterético a frequência fundamental é a primeira frequência natural, enquanto que para o modelo *bubble* é a segunda. Em termos absolutos o valor máximo da tensão espectral (significativamente superior ao obtido nos outros dois casos) é alcançado

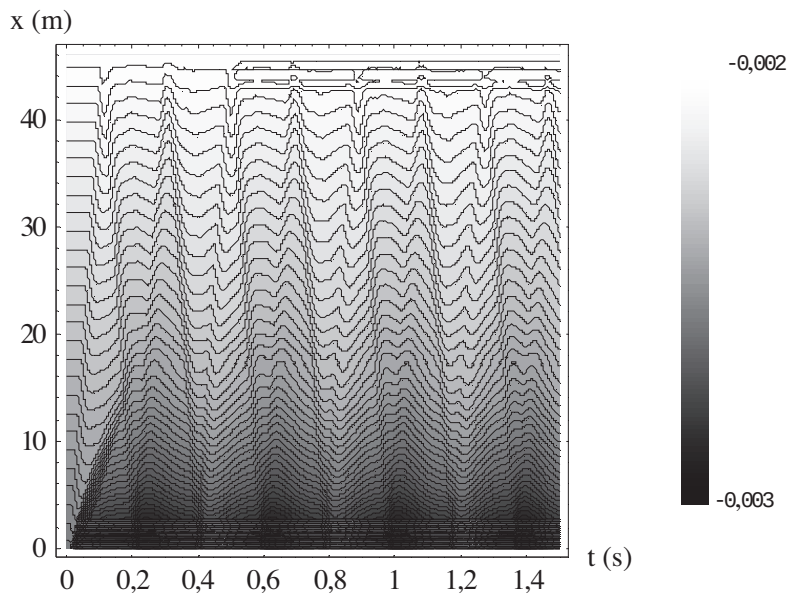


Fig. 18 – Excesso de pressão intersticial. Modelo *bubble*.

para o modelo de Tresca. Nesta representação podem observar-se ao longo da altura da camada os pontos nodais (tensão nula) correspondentes às diferentes frequências naturais (associadas a ondas estacionárias). O número de pontos nodais aumenta com a frequência.

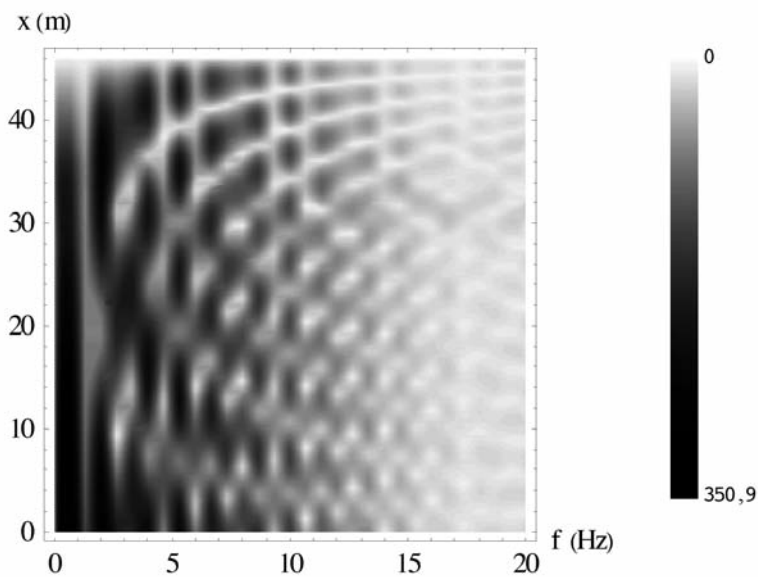


Fig. 19 – Tensão espectral na camada. Modelo de Tresca.

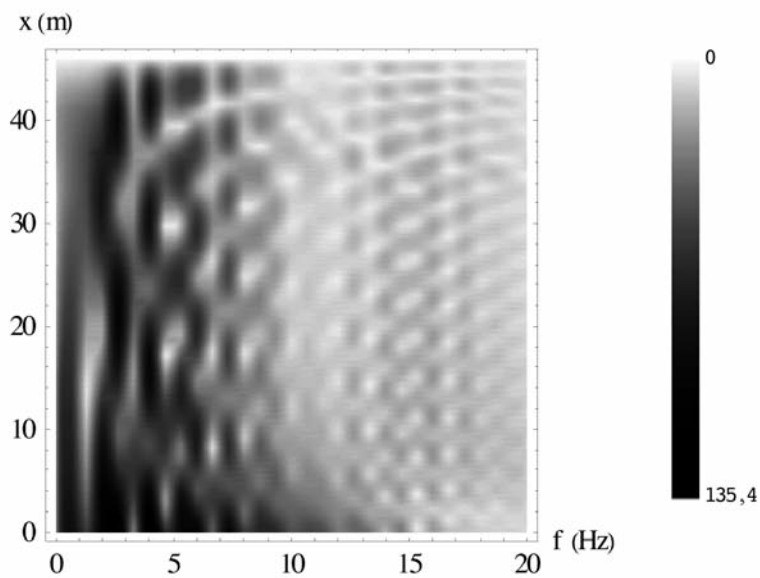


Fig. 20 – Tensão espectral na camada. Modelo *bubble*.

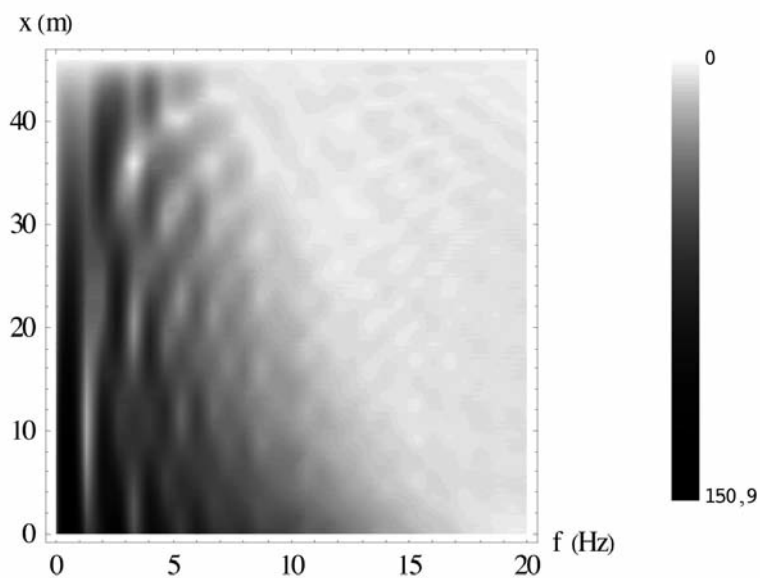


Fig. 21 – Tensão espectral na camada. Modelo histerético.

6 – CONSIDERAÇÕES FINAIS

Neste trabalho foi analisada a resposta de uma coluna de solo a um impulso de elevada amplitude e curta duração que dá origem a uma onda de corte SV com direcção de propagação vertical. O comportamento do terreno foi considerado não drenado e reproduzido por meio de três modelos constitutivos distintos com vários graus de sofisticação. Nas análises efectuadas não foi considerado qualquer amortecimento para além daquele decorrente da equação constitutiva.

Procedeu-se a uma uniformização da evolução da rigidez inicial em profundidade relativamente aos três modelos utilizados. Esta uniformização estendeu-se também, no caso dos modelos *bubble* e histerético, à evolução da rigidez com a distorção e, no caso dos modelos *bubble* e Tresca, à evolução da resistência não drenada em profundidade.

A representação das ondas de corte e de distorção em diferentes instantes permite evidenciar significativas diferenças entre os três modelos, sendo claro que foram alcançadas plastificações importantes, que alteraram, substancialmente, a forma e a velocidade da onda impulsiva ao longo do seu trajecto. No final do intervalo de tempo considerado a onda de corte já se encontra significativamente amortecida ocorrendo tensões residuais e distorções localizadas em alguns pontos. No caso do modelo *bubble* a tendência para a alteração de volume manifesta-se por uma significativa variação da pressão intersticial ao longo de toda a altura analisada. A representação das ondas elastoplásticas no espaço e no tempo afigura-se como particularmente adequada para avaliar globalmente o efeito induzido ao longo de uma camada de solo, o mesmo se podendo afirmar da representação do conteúdo espectral.

Este trabalho evidencia a importância da lei constitutiva utilizada na interpretação da resposta do terreno sob acções dinâmicas de amplitude significativa e a necessidade de prosseguir a investigação, tendo em vista o estabelecimento de leis constitutivas que melhor reproduzam o comportamento observado.

7 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Dafalias Y. F. (1986). *Bounding surface plasticity*. I: mathematical foundation and hypoplasticity. *Journal of Engineering Mechanics*, 112: 966-987.
- Itasca (2005). *FLAC-Fast Lagrangean Analysis of Continua*, Version 5.0. User's Manual, Itasca Consulting Group, Minneapolis, Minnesota.
- Kavvas M.; Amorosi A. (2000). *A constitutive model for structured soils*. *Géotechnique*, 50: 263-273.
- Kavvas M.; Belokas G. (2001). *An anisotropic elastoplastic constitutive model for natural soils*. In: Desai et al. (eds) *Computer Methods and Advances in Geomechanics*, Balkema, Rotterdam, pp. 335-340.
- Maranha, J. R.; Vieira, A. (2008). *Influence of initial plastic anisotropy of overconsolidated clays on ground behaviour during tunneling*. *Acta Geotechnica*, 3: 259-271.
- Semblat J.; Brioi J. J.; Luong M. P. (1999). *Mean-stress dependent damping of seismic waves in sand*. In: Sêco e Pinto (ed.) *Earthquake Geotechnical Engineering, Proceedings of the Second International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering*, Lisboa, Portugal, 21-25 June 1999. Balkema, Rotterdam.

MODELO EMPÍRICO PARA ESTIMATIVA DA CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA UTILIZANDO DADOS GRANULOMÉTRICOS

Empirical model to determine hydraulic conductivity using grain-size data

Elias Hideo Teramoto*

Miguel Angel Alfaro Soto**

Chang Hung Kiang**

Marco Aurélio Zequim Pede**

Eliana Pereira Martins**

RESUMO – Diversos modelos foram propostos para estimar valores de condutividade hidráulica por meio da distribuição granulométrica de sedimentos/solos. No entanto, estas relações são aplicáveis a amostras com atributos específicos. Este trabalho demonstra a aplicabilidade da regressão múltipla para estabelecer relações empíricas entre o tamanho dos grãos e a condutividade hidráulica (mensurada por meio dos testes de *slug*) de sedimentos, em um aquífero litologicamente heterogêneo. Os sedimentos estudados, oriundos da área industrial de Paulínia (SP) são correlacionáveis à Formação Rio Claro (Cenozóico). A relação encontrada no presente estudo mostrou elevada aderência aos dados experimentais, com coeficiente de determinação de 0,98. Esses resultados evidenciam que é possível a caracterização hidráulica indireta de sedimentos utilizando o método de regressão múltipla para elaboração de um modelo empírico que estima os valores de condutividade hidráulica para a área estudada.

SYNOPSIS – A great number of models have been proposed for estimating hydraulic conductivity as a function of grain size distribution of soil/sediment. However these relationships are applicable to specific sample attributes. The present work demonstrates the use of multiple regression analysis to define empirical relationship between grain size and hydraulic conductivity (as determined from slug test) of unconsolidated sediments of a lithologically heterogeneous aquifer. The sediments located in an industrial area of Paulínia (SP) are correlated to Rio Claro Formation (Cenozoic). The excellent correlation is confirmed by a determination coefficient of 0.98. These results show that indirect hydraulic characterization of sediments is possible using multiple regression method for estimating hydraulic conductivity values in the studied area.

PALAVRAS CHAVE – Condutividade hidráulica, curvas granulométricas, Formação Rio Claro, modelos empíricos.

1 – INTRODUÇÃO

A determinação precisa dos valores de condutividade hidráulica na porção saturada do aquífero é necessária para estimar a velocidade de fluxo da água subterrânea, para o cálculo das taxas

* UNESP – Campus de Rio Claro/SP

Av. 24A, nº 1515, Bela Vista, Rio Claro/SP, Brasil CEP: 15506-900 – E-mail: eh_teramoto@yahoo.com.br

** UNESP – Campus de Rio Claro/SP

Av. 24A, nº 1515, Bela Vista, Rio Claro/SP, Brasil CEP: 15506-900

de transporte dos contaminantes, para a análise de risco de áreas impactadas, para o esboço de métodos de remediação, entre outros. Diversos métodos podem ser empregados para estimar os valores de condutividade hidráulica (K), como técnicas laboratoriais com emprego de permeâmetros de carga constante e variável, testes *in situ* tais como testes de bombeamento, de *slug* ou aqueles que utilizam traçadores, e métodos indiretos que empregam modelos empíricos para estimativas dos valores de K a partir das propriedades do meio.

Entretanto, todos esses métodos possuem alguma limitação. A utilização de permeâmetros é prejudicada pela impossibilidade de extração de amostras indeformadas a grandes profundidades. Os testes de bombeamento têm como grande empecilho a extração de água contaminada (em alguns casos volumes significativos) e o estímulo à migração de plumas de contaminação em longos períodos de execução do teste.

Diante deste cenário, os testes de *slug* ganham proeminência por representarem testes operacionalmente simples, rápidos e que não promovem a extração de água contaminada. Contudo, em inúmeras circunstâncias, a determinação dos valores de K por meio dos testes de *slug* é impedida pela presença de fase livre residual (proveniente de hidrocarbonetos) nos interstícios porosos do aquífero, promovendo a redução da sua permeabilidade natural, ou devido às amostras de sondagens estarem presentes em locais onde não são instalados poços de monitoramento.

Essas limitações todas podem ser sanadas com a utilização de métodos indiretos que consistem em formulações de modelos empíricos para áreas específicas, auxiliando na estimativa de K em locais onde não é possível sua mensuração *in situ*. Os modelos empíricos geralmente relacionam valores de K a partir de curvas granulométricas, permitindo incrementar o número de determinações dos valores de K, com vistas ao planejamento de sistemas de remediação ou seu emprego em modelos matemáticos de fluxo de água subterrânea e transporte de contaminantes.

2 – OBJETIVO

Com o objetivo de fornecer uma ferramenta adicional para estimativa dos valores de condutividade hidráulica na área estudada, o presente trabalho apresenta a formulação de uma relação empírica entre os valores de condutividade hidráulica e parâmetros extraídos de curvas granulométricas.

3 – LOCALIZAÇÃO DA ÁREA E CONTEXTO GEOLÓGICO REGIONAL

A área de estudo está localizada na região de Campinas na porção nordeste do município de Paulínia, a 128 Km da cidade de São Paulo (Figura 1).

Regionalmente, coexistem na área de estudo duas grandes unidades geológicas: Embasamento Cristalino e Bacia do Paraná.

Geologicamente, a área de estudo está situada na borda da Bacia Sedimentar do Paraná, adjacente ao Embasamento Cristalino. Quatro grandes unidades litoestratigráficas são encontradas na região (Figura 2).

O Embasamento Cristalino é representado por granulitos, migmatitos gnáissicos, ortognaisses e granitóides pré-cambrianos, pertencentes ao Grupo Amparo-Socorro.

O Subgrupo Itararé, de idade permo-carbonífera, é representado na área majoritariamente por rochas pelíticas de origem glácio-marinha, tais como siltitos, ritmitos, lamitos e diamictitos

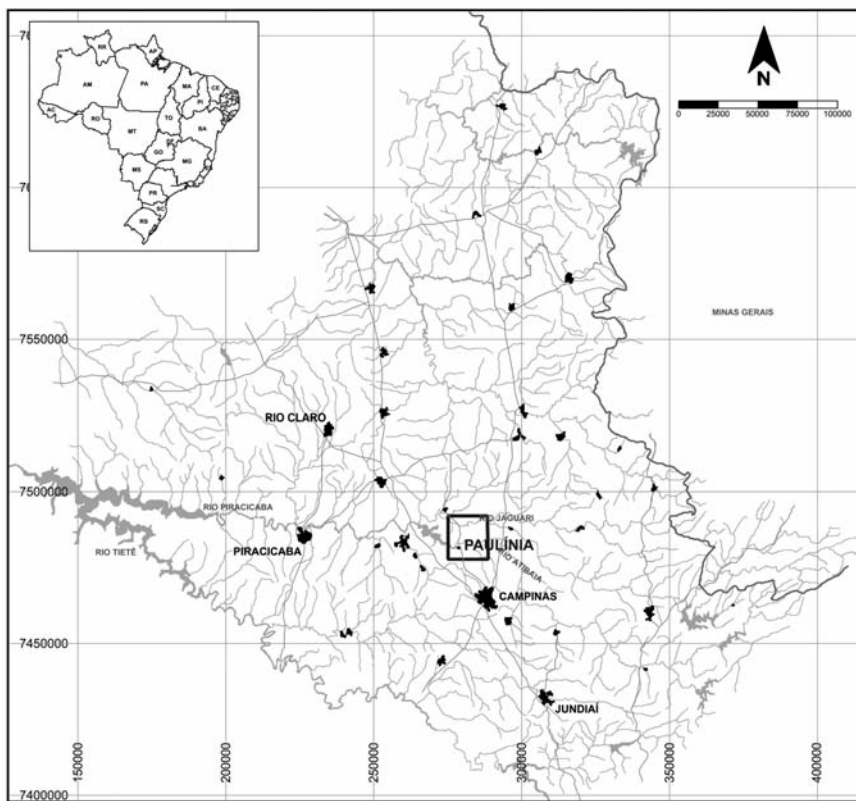


Fig. 1 – Localização do município de Paulínia, onde se encontra a área estudada.

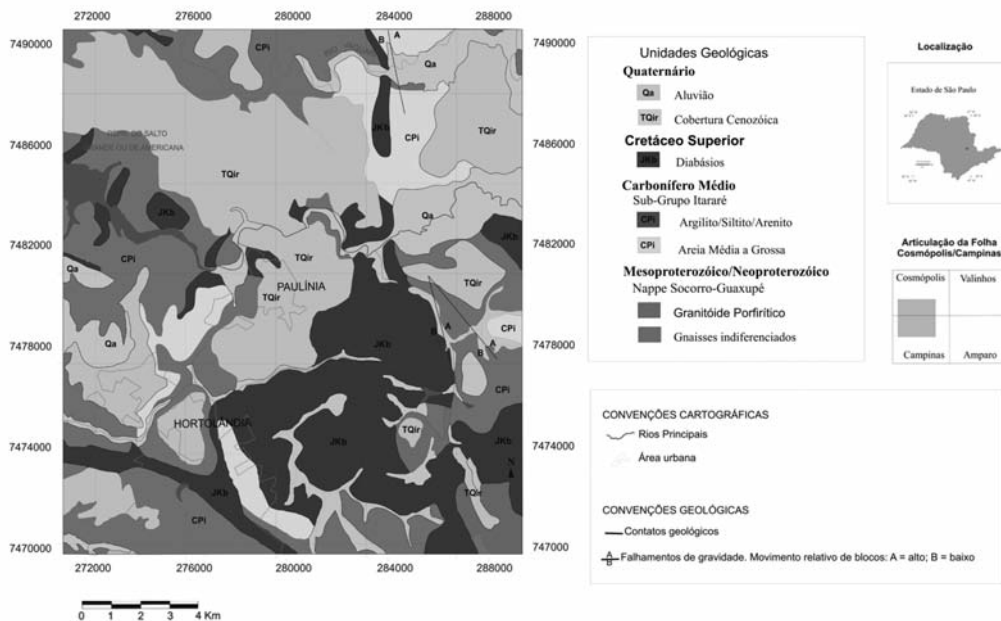


Fig. 2 – Mapa Geológico Regional (modificado de Fernandes, 1997).

associados a lentes de areia de espessuras variáveis, assentados sobre rochas do Embasamento Cristalino, em contato erosivo e discordante, ostentando mergulhos regionais para oeste.

Rochas intrusivas básicas, geneticamente relacionadas à Formação Serra Geral, de idade cretácea, ocorrem na forma de grandes soleiras e diques, alojadas nas rochas do Subgrupo Itararé. As espessuras ostentadas por estas rochas variam de poucos metros a mais de 200 m.

Segundo Fernandes (1997), os Depósitos Cenozóicos presentes na área de estudo são correlacionáveis à Formação Rio Claro. Para a referida autora, na região do município de Paulínia estes depósitos podem ser segmentados em 8 fácies, constituindo predominantemente depósitos de origem fluvial.

Depósitos cenozóicos mais recentes, holocênicos, formam extensos terraços aluviais quaternários, distribuídos ao longo dos rios Atibaia e Jaguari.

4 – MODELOS EMPÍRICOS PARA ESTIMATIVAS DE CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA

A condutividade hidráulica constitui a mais importante propriedade que governa o movimento de água no aquífero, e pode ser definida como a maior ou menor facilidade com que a água flui através dos interstícios dos poros. Os fatores que definem os valores de condutividade hidráulica de um determinado material geológico estão relacionados às características do fluido (peso específico e viscosidade) e ao material poroso (tamanho das partículas, índice de vazios, grau de saturação e estrutura).

Conhecidas as características do fluido, é possível ainda relacionar a condutividade hidráulica à permeabilidade intrínseca da rocha ($k [L^2]$), pela expressão:

$$K = k \frac{\rho g}{\mu} \quad (1)$$

onde $\mu [M/LT]$ é a viscosidade, $\rho [M/L^3]$ a densidade do fluido que ocupa o interstício poroso da rocha, e $g [L/T^2]$ é a aceleração gravitacional.

Shepherd (1989), empiricamente concluiu que a permeabilidade intrínseca se relaciona ao diâmetro efetivo das partículas da amostra segundo uma função potência do tipo:

$$y = ax^b \quad (2)$$

Na Equação 2, y representa a permeabilidade intrínseca, a é uma constante que engloba todos os fatores que controlam a permeabilidade, exceto tamanho dos grãos, e b representa a inclinação da reta que expressa a relação de incremento dos valores de permeabilidade intrínseca (k) em relação à elevação do diâmetro efetivo das partículas da amostra. Tendo em vista que a variável permeabilidade intrínseca é em grande parte, controlada pela dimensão dos grãos que constituem o material geológico, Shepherd (1989), propôs a seguinte equação:

$$k = Cd^2 \quad (3)$$

onde C representa uma constante adimensional e d o diâmetro dos grãos. Pela Equação 3, o diâmetro dos grãos exerce fundamental importância na determinação dos valores de permeabilidade in-

trínseca e, conseqüentemente, nos valores de K. A constante C é uma variável estabelecida experimentalmente que agrega propriedades como tortuosidade, grau de seleção, geometria dos grãos e porosidade.

Diversos modelos foram propostos para estimar valores de K por meio de modificações nos parâmetros estabelecidos na Equação 3, bem como pelo acréscimo de parâmetros. O Quadro 1 ilustra alguns dos diversos modelos propostos para estimar K com base em índices granulométricos.

Quadro 1 – Equações empíricas para estimativa de condutividade hidráulica, utilizando parâmetros extraídos de curvas granulométricas.

Equação		Autores
$K = Cd_{10}^2$	(4)	Hazen (1892)
$K = \frac{g}{v} \times 8,3 \times 10^{-3} \left[\frac{n^3}{(1-n)^2} \right] d_{10}^2$	(5)	Kozeny (1927) modificado por Carman (1937) e Carman (1956)
$K = \frac{g}{v} \times C_t \left(\frac{n-0,13}{\sqrt[3]{1-n}} \right)^2 d_{10}^2$	(6)	Terzaghi e Peck (1964)
$K = Cd_{50}^j$	(7)	Shepherd (1989) modificado por Fetter (1994)
$K = \frac{g}{v} C. f(n). d_e^2$	(8)	Vukovic e Soro (1992)
$K = 1300 [I_o + 0,025(d_{50} - d_{10})]^2$	(9)	Alyamani e Sen (1993)

n: porosidade; *v*: viscosidade cinemática; *j*: expoente proposto por Shepherd (1989) que depende do grau de maturidade da amostra; *d_e*: diâmetro efetivo dos grãos; *C*: constante empírica; *f(n)*: função da porosidade; *C_t*: coeficiente de seleção correspondendo a uma faixa situada entre 6,1 × 10⁻³ e 10,7 × 10⁻³; *I_o*: intercepto do gráfico, correspondendo ao valor onde a reta tangente da curva granulométrica cruza o eixo correspondente ao diâmetro das partículas.

Embora sejam vários os modelos propostos, estes foram formulados utilizando um universo bastante limitado de amostras, congregando apenas materiais geológicos com características específicas (grau de seleção, intervalo do tamanho das partículas da amostra, grupos litológicos contemplados pelo modelo). Deste modo, tais modelos ostentam várias restrições para aplicação, adequando-se a um grupo limitado de amostras.

5 – MATERIAIS E MÉTODOS

Para o desenvolvimento deste trabalho, foram empregados dados provenientes de análises granulométricas de sedimentos cenozóicos correlacionáveis à Formação Rio Claro, coletados durante a perfuração de poços de monitoramento, e de testes de *slug* realizados para determinar os valores de condutividade hidráulica da porção saturada desses sedimentos. Os testes de *slug*, cujos aspectos teóricos podem ser conferidos em Bluter (1996), foram executados conforme descrito no trabalho de Pede (2004). Os ensaios granulométricos realizados seguiram os procedimentos definidos pela ABNT (1984), através da norma NBR-7181/84.

Com o intuito de obter maior abrangência para os resultados do presente trabalho, foi selecionado um conjunto de amostras representativas dos principais tipos litológicos presentes na área de estudo, que engloba desde areias grossas até siltes argilosos (Figura 3).

Esta ampla variação litológica reflete o elevado grau de variação dos valores de condutividade hidráulica. Os valores de K empregados neste trabalho variam de 6,66 × 10⁻⁸ a 2,15 × 10⁻⁴ m/s.

Dentre as amostras coletadas para ensaio granulométrico, foram selecionadas aquelas situadas em profundidades correspondentes à posição da porção filtrante do poço de monitoramento (Figura 4). Com isto, buscou-se assegurar que as curvas granulométricas (Figura 5) correspondessem ao trecho onde os valores de K foram mensurados por meio dos testes de *slug*. Para uma associação fidedigna entre os valores de K estimados pelo teste de *slug* e curvas granulométricas, foram excluídos deste trabalho poços onde as sondagens apontaram grandes variações verticais de litologia, na porção filtrante.

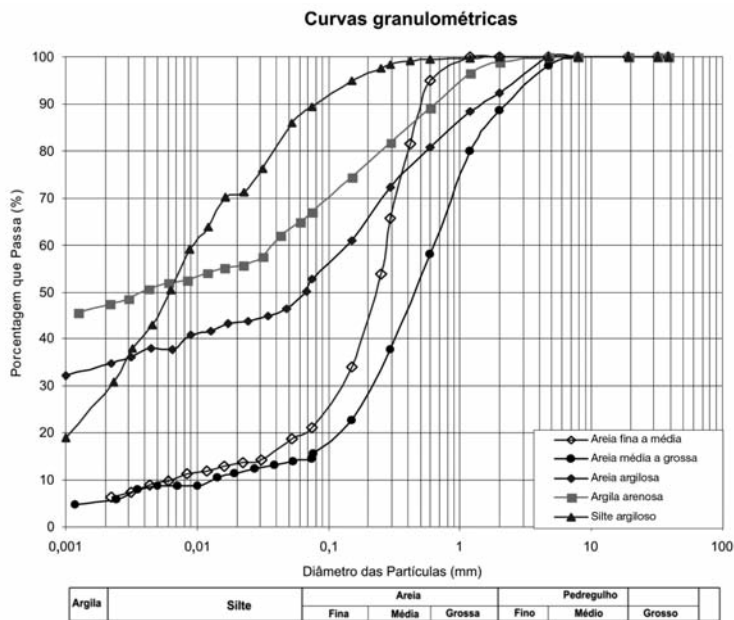


Fig. 3 – Curvas granulométricas com os principais tipos litológicos identificados na área de estudo.

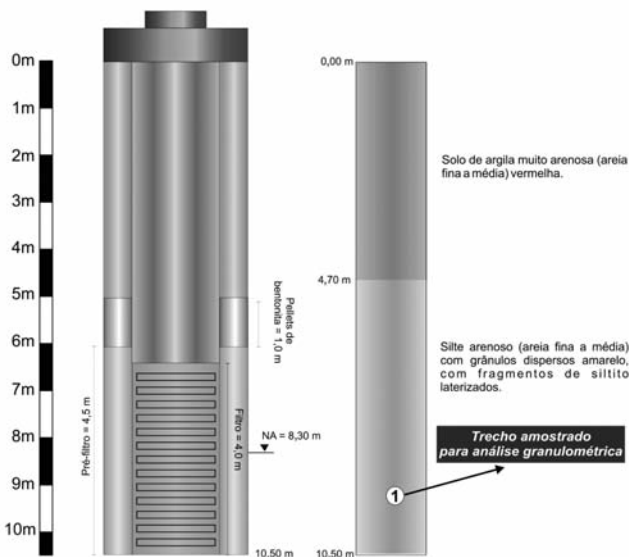


Fig. 4 – Ilustração do perfil construtivo e litológico de um poço de monitoramento empregados no estudo.

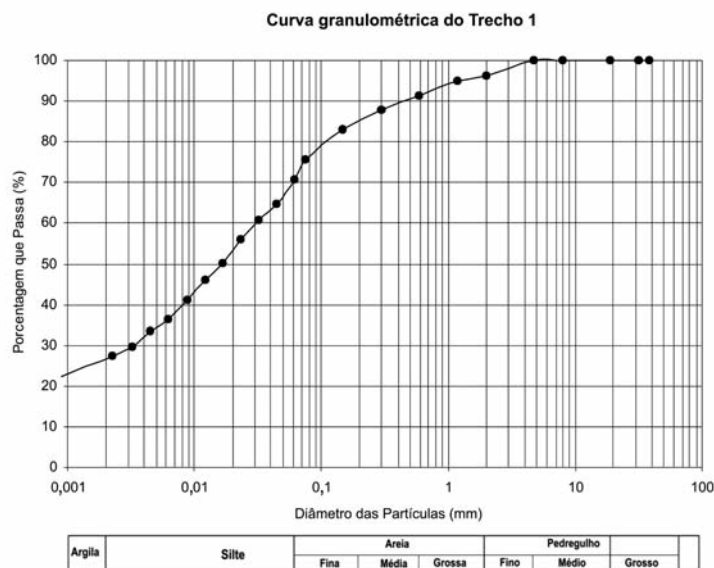


Fig. 5 – Curva granulométrica de amostra de silte areno-argiloso da porção (1) indicada na Figura 4.

Para a regressão múltipla, cujos aspectos teóricos podem ser encontrados em Davis (1973), adotaram-se os valores de K como variáveis dependentes e diversos parâmetros extraídos da curva granulométrica como variáveis independentes. Estes parâmetros foram testados individualmente e posteriormente em combinações diversas, de modo a se verificar quais conjuntos de informações apresentavam melhor relação com os valores de condutividade hidráulica.

6 – RESULTADOS E DISCUSSÕES

Para o tratamento dos dados pela estatística paramétrica, é necessário que os dados obedeçam a uma distribuição normal. No entanto, constatou-se que os valores de condutividade hidráulica, mensurados por meio dos testes de *slug*, seguem uma distribuição log-normal. A fim de promover uma linearização destes valores, adotou-se técnica estatística comumente empregada, com o cálculo dos valores logarítmicos naturais destes dados.

De posse dos dados transformados, aplicou-se o teste de Kolmogorov-Smirnov para a verificação da hipótese nula, segundo a qual os dados transformados seguem uma distribuição normal. Os resultados são mostrados na Figura 6, onde é possível observar que a hipótese nula é aceita, inclusive para um nível de significância maior que 5% (valor $P > 15\%$).

Sendo possível a manipulação estatística dos dados do ponto de vista paramétrico, optou-se por estabelecer a relação entre o tamanho dos grãos e a proporção dos diferentes grupos texturais como parâmetros independentes e $\ln(K)$ como parâmetro dependente. Deste modo, foram testados diversos índices (d_{30} , d_{50} , d_{60} /porcentagem das diversas classes texturais) das curvas granulométricas e, posteriormente, em conjunto com a condutividade hidráulica mediante regressões lineares simples. Neste processo, verificou-se que o diâmetro correspondente ao $\ln(d_{60})$ tem maior influência na estimativa direta dos valores de $\ln(K)$, obtendo-se um coeficiente de determinação (R^2) de 0,95.

A partir da relação entre K e o diâmetro efetivo dos grãos, proposta por Shepherd (1989), foi realizado o ajuste de uma função potência aos dados de K em relação ao parâmetro d_{60} (Figura 7;

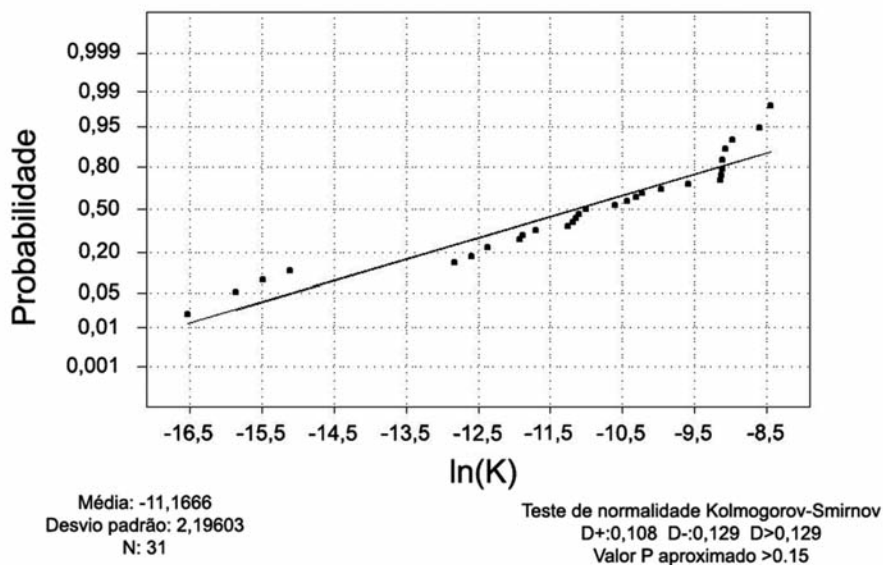


Fig. 6 – Teste de Kolmogorov-Smirnov para verificação da distribuição normal dos dados de condutividade hidráulica transformados.

Equação 7; Quadro 1). Por meio desta regressão foi estabelecida a Equação 10, aqui denominada Modelo Empírico 1 (ME-1). Optou-se pela utilização do diâmetro d_{60} por possuir um coeficiente de correlação mais elevado que o d_{50} , de forma que, estatisticamente, explica com maior fidelidade as variações nos valores de condutividade hidráulica.

$$K(m/s) = 0,00023(d_{60})^{0,983} \quad (10)$$

Verificou-se um coeficiente de determinação R^2 de 0,96 entre os valores reais de K e aqueles estimados pela Equação 10.

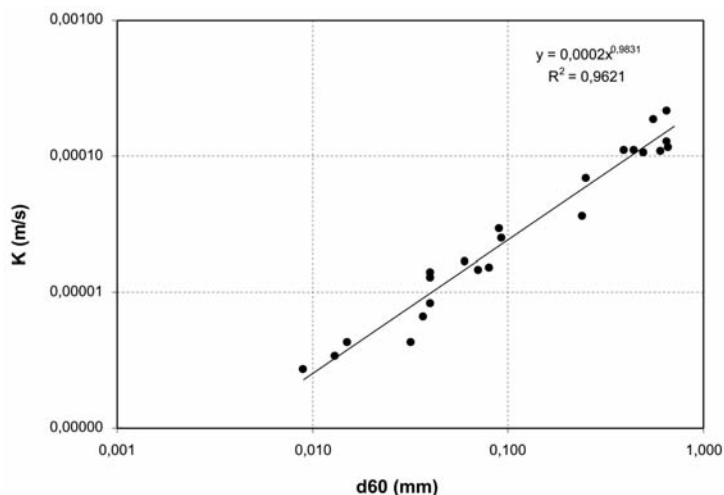


Fig. 7 – Gráfico bi-logarítmico de dispersão dos valores de $K(m/s)$ estimados e os valores de d_{60} (mm), com o ajuste de uma função potência.

Apesar do elevado coeficiente de determinação (0,96), o ME-1 é válido apenas para amostras inconsolidadas e a inclusão de amostras litificadas provoca um viés neste modelo. No entanto, uma diferenciação pode ser introduzida ao empregar uma expressão matemática que inclua duas diferentes populações de amostras, isto é, uma população com valores de K evidentemente menores devido à maior compactação do meio poroso, e uma outra com K maior devido à ausência de compactação. Para tornar isto possível, foi introduzida uma variável denominada “fator de compactação” (fcp) que atribui valor 0 para amostras friáveis e 1 para amostras compactas, permitindo assim, a distinção da populações de amostras inconsolidadas e amostras litificadas. Esta hipótese é válida se for considerado que, apesar dos dois grupos de materiais (inconsolidados e litificados) apresentarem características granulométricas similares, estes mostram valores de K bastante distintos. O valor médio do $\ln(K)$ das amostras litificadas foi 1,5 vezes menor que o das amostras inconsolidadas.

Com o intuito de empregar duas variáveis simultaneamente, foram realizadas análises de regressão linear múltipla, adotando-se os valores logarítmicos naturais de K como variáveis dependentes, os valores logarítmicos naturais de d_{60} e o fator de compactação como variáveis independentes, apresentados no Quadro 2.

Quadro 2 – Valores dos coeficientes calculados na regressão linear múltipla.

Variáveis	Coeficientes	Erro padrão	T*	p**
Interseção	-8,4197	0,151	-55,305	$9,38 \times 10^{-32}$
d_{60}	0,9422	0,057	17,608	$2,30 \times 10^{-17}$
fcp	-3,7011	0,241	-14,623	$3,40 \times 10^{-15}$

* avalia a significância da variável independente para o modelo

** valor de referência para rejeição ou aceitação da hipótese nula

Deste modo, a partir destes coeficientes, é obtida a Equação 11, aqui denominada de Modelo Empírico 2 (ME-2).

$$\ln(K) = 0,9422 \ln(d_{60}) - 3,7011 fcp - 8,4197 \quad (11)$$

Pelas propriedades dos logaritmos, a Equação 11 pode ser também assim expressa:

$$K(m/s) = e^{(0,9422 \ln(d_{60}) - 3,7011 fcp - 8,4197)} \quad (12)$$

Para amostras inconsolidadas, o fator de compactação é nulo, de modo que a equação pode ser reduzida para:

$$K(m/s) = e^{(0,9422 \ln(d_{60}) - 8,4197)} \quad (13)$$

Para rochas, a variável fcp tem valor 1, de modo que a Equação 13 se reduz para:

$$K(m/s) = e^{(0,9422 \ln(d_{60}) - 12,1208)} \quad (14)$$

O Quadro 3 mostra os valores de K reais, as variáveis independentes (d_{60} e o fator de compactação) e o K previsto pelo ME-1, proposto neste trabalho. A Figura 8 ilustra a dispersão entre os valores logarítmicos de K medidos pelos testes de *slug* e estimados pela Equação 12.

Quadro 3 – Valores de K reais, parâmetros empregados na regressão linear múltipla e os valores estimados de K.

Amostra	K real (m/s)	d ₆₀	Fator de compactação	K estimado (m/s)
Am 01	$1,15 \times 10^{-4}$	0,660	0	$1,49 \times 10^{-4}$
Am 02	$4,24 \times 10^{-6}$	0,015	0	$4,22 \times 10^{-6}$
Am 03	$2,48 \times 10^{-5}$	0,092	0	$2,33 \times 10^{-5}$
Am 04	$1,07 \times 10^{-4}$	0,490	0	$1,13 \times 10^{-4}$
Am 05	$1,11 \times 10^{-4}$	0,390	0	$9,08 \times 10^{-5}$
Am 06	$2,15 \times 10^{-4}$	0,650	0	$1,47 \times 10^{-4}$
Am 07	$1,08 \times 10^{-4}$	0,600	0	$1,36 \times 10^{-4}$
Am 08	$3,38 \times 10^{-6}$	0,013	0	$3,68 \times 10^{-6}$
Am 09	$2,68 \times 10^{-6}$	0,009	0	$2,61 \times 10^{-6}$
Am 10	$6,66 \times 10^{-8}$	0,013	1	$9,10 \times 10^{-8}$
Am 11	$1,85 \times 10^{-4}$	0,550	0	$1,26 \times 10^{-4}$
Am 12	$1,11 \times 10^{-4}$	0,390	0	$9,08 \times 10^{-5}$
Am 13	$8,30 \times 10^{-6}$	0,040	0	$1,06 \times 10^{-5}$
Am 14	$1,27 \times 10^{-4}$	0,650	0	$1,47 \times 10^{-4}$
Am 15	$2,73 \times 10^{-7}$	0,053	1	$3,42 \times 10^{-7}$
Am 16	$1,38 \times 10^{-5}$	0,040	0	$1,06 \times 10^{-5}$
Am 17	$1,67 \times 10^{-5}$	0,060	0	$1,56 \times 10^{-5}$
Am 18	$1,29 \times 10^{-5}$	0,040	0	$1,06 \times 10^{-5}$
Am 19	$1,29 \times 10^{-7}$	0,013	1	$9,10 \times 10^{-8}$
Am 20	$1,10 \times 10^{-4}$	0,440	0	$1,02 \times 10^{-4}$
Am 21	$4,24 \times 10^{-6}$	0,032	0	$8,61 \times 10^{-6}$
Am 22	$2,94 \times 10^{-5}$	0,090	0	$2,28 \times 10^{-5}$
Am 23	$6,64 \times 10^{-6}$	0,037	0	$9,87 \times 10^{-6}$
Am 24	$1,45 \times 10^{-5}$	0,070	0	$1,80 \times 10^{-5}$
Am 25	$3,61 \times 10^{-5}$	0,240	0	$5,75 \times 10^{-5}$
Am 26	$6,89 \times 10^{-5}$	0,250	0	$5,97 \times 10^{-5}$
Am 27	$1,50 \times 10^{-5}$	0,080	0	$2,04 \times 10^{-5}$
Am 28	$1,89 \times 10^{-7}$	0,025	1	$1,68 \times 10^{-7}$
Am 29	$3,34 \times 10^{-5}$	0,150	0	$3,69 \times 10^{-5}$
Am 30	$6,91 \times 10^{-6}$	0,012	0	$3,42 \times 10^{-6}$
Am 31	$4,70 \times 10^{-5}$	0,150	0	$3,69 \times 10^{-5}$

O gráfico da Figura 8 ilustra o excelente grau de ajuste entre os valores reais e os estimados pela Equação 12, obtendo-se um melhor coeficiente de determinação (0,98) em relação ao calculado pela Equação 10, que leva em consideração apenas os materiais inconsolidados.

Com o objetivo de testar a aplicabilidade do modelo proposto neste trabalho, foram efetuadas comparações com alguns dos diversos modelos tradicionalmente empregados, utilizando-se uma amostra de cada um dos principais tipos litológicos presentes na área de estudo.

De acordo com os resultados, o método de Hazen (1892) se mostrou inadequado às amostras utilizadas neste estudo, pois sua utilização exige um valor de d_{10} situado entre 0,1 e 3,0 mm e coeficiente de uniformidade menor que 5, enquanto as amostras presentes na área de estudo possuem valores de d_{10} inferiores a 0,1 mm e coeficientes de uniformidade superiores a 20.

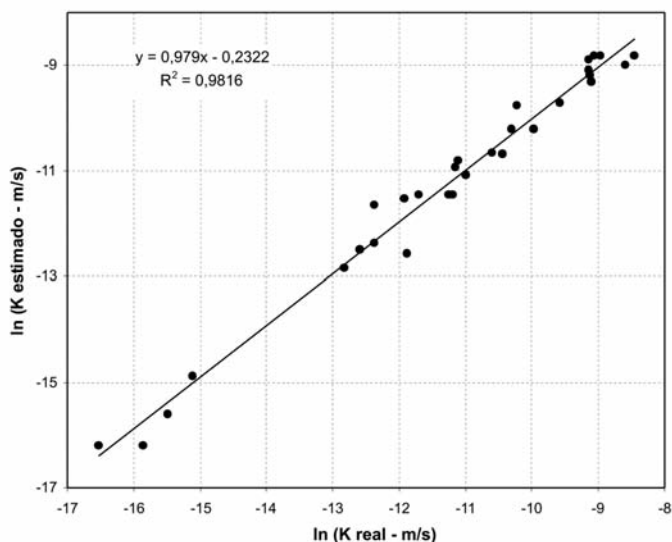


Fig. 8 – Gráfico de dispersão dos valores logarítmicos naturais de K(m/s) estimados e reais.

Os métodos de Kozeny-Carman (1956), Terzaghi e Peck (1964), Vucovik e Soro (1992) entre outros, exigem o valor de porosidade da amostra para o cálculo de K. Como os valores referentes a este parâmetro não estão disponíveis (o que é comum neste tipo de estudos devido à dificuldade de amostragem indeformada em profundidade), não foi possível o cálculo de K pelos referidos métodos.

Os parâmetros exigidos (intercepto da curva e d_{10}) pelo método de Alyamani e Sen (1993) não podem ser extraídos graficamente das curvas granulométricas das amostras aqui estudadas, dadas as características das mesmas. Deste modo, o emprego do método também não é aplicável para este caso.

Dentre os modelos mais empregados na literatura, o método proposto por Fetter (1994), que modifica a Equação de Shepherd (1989), foi o que mostrou maior aplicabilidade às amostras da área de estudo, envolvendo, porém, algum grau de subjetividade em sua utilização. Os sedimentos presentes na área de estudo correspondem a depósitos fluviais e, deste modo, adotando-se os critérios propostos por Fetter (1994) os valores utilizados para o cálculo de K (em ft/dia) foram: 450 para C e 1,65 para j.

O Quadro 4 apresenta os valores de K mensurados pelos testes de *slug*, estimados pelo método de Fetter (1994), a partir da modificação da relação estabelecida por Shepherd (1989) e pelos modelos empíricos ME-1 e ME-2. Analisando estes resultados é possível verificar que o método de Shepherd (1989), modificado por Fetter (1994), fornece boas estimativas para amostras predominantemente arenosas (Am 04 e Am 26), enquanto para as demais amostras o método forneceu discrepâncias de cerca de uma ordem de grandeza em relação aos valores mensurados pelos testes de *slug*. O ME-1 fornece boas estimativas para todas as amostras inconsolidadas, mostrando-se inadequado para a amostra litificada (Am 28). O ME-2 forneceu boas estimativas para todas as amostras estudadas, o que demonstra a viabilidade de sua utilização para os diferentes tipos litológicos presentes na área de estudo.

Quadro 4 – Valores de K reais, calculados pelo método de Shepherd (1989), e pelos modelos propostos neste trabalho.

Amostra	K <i>slug</i> (m/s)	d ₅₀ (mm)	d ₆₀ (mm)	Shepherd (m/s)	Modelo 1 (m/s)	Modelo 2 (m/s)	Material
Am 04	$1,070 \times 10^{-04}$	0,500	0,660	$2,358 \times 10^{-04}$	$1,528 \times 10^{-04}$	$1,126 \times 10^{-04}$	areia média a grossa
Am 17	$1,670 \times 10^{-05}$	0,008	0,060	$1,164 \times 10^{-06}$	$1,444 \times 10^{-05}$	$1,556 \times 10^{-05}$	argila arenosa
Am 26	$6,890 \times 10^{-05}$	0,250	0,12	$5,932 \times 10^{-05}$	$2,855 \times 10^{-05}$	$5,972 \times 10^{-05}$	areia média a grossa argilosa
Am 02	$4,240 \times 10^{-06}$	0,003	0,015	$8,614 \times 10^{-07}$	$3,690 \times 10^{-06}$	$4,216 \times 10^{-06}$	silt argiloso
Am 28	$1,890 \times 10^{-07}$	0,015	0,025	$1,682 \times 10^{-06}$	$6,100 \times 10^{-06}$	$1,929 \times 10^{-07}$	siltito argiloso

7 – CONCLUSÕES

O uso de regressões lineares múltiplas permitiu a inclusão de parâmetros que possibilitaram a distinção numérica de amostras inconsolidadas e litificadas, o que resultou em um modelo que forneceu estimativas seguras de K para todos os tipos litológicos identificados na área estudada, sejam estes de natureza inconsolidada ou litificada. Ressalta-se ainda que a regressão múltipla permite a inclusão de vários parâmetros que, conjuntamente, possibilitam estimativas de K, tais como coeficiente de uniformidade, massa específica, porcentagem de argila, etc.

Dentre os problemas verificados para utilização deste método estão: a) necessidade de um número grande de observações para uma análise estatisticamente representativa; b) pressuposição de homogeneidade litológica nos intervalos dos poços onde são executados os testes de *slug*.

Em contraste com trabalhos anteriores como Hazen (1892), Carman (1956), Alyamani e Sen (1993), entre outros, que empregaram valores de K mensurados laboratorialmente, esse trabalho empregou dados mensurados *in situ*, por meio de testes de *slug*. Este fato permitiu a mensuração dos valores de K sem as limitações de representatividade impostas por testes laboratoriais, com a utilização de amostras deformadas.

O modelo empírico ME-2, resultante da análise de regressão linear múltipla, forneceu um método adicional para estimar valores de K onde estes não podem ser mensurados *in situ*, permitindo estimativas deste parâmetro para todos os tipos litológicos presentes na área de estudo.

A elaboração de modelos empíricos específicos para as áreas estudadas, por meio de regressões lineares múltiplas, permite que as características particulares das litologias presentes sejam implicitamente incluídas nestas equações, além de possibilitar a escolha de variáveis que, experimentalmente, mostrem-se mais adequadas à estimativa de K na área. Ressalta-se, entretanto, que esta técnica permite estimar valores locais de K, válidos exclusivamente para amostras de cada área em estudo.

8 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ALYAMANI, M. S.; SEN, Z. (1993). *Determination of Hydraulic Conductivity from Complete Grain-Size Distribution Curves*. Ground Water. Vol. 31, n. 16, pp. 551-555.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1984). NBR 7181 - Solo: Análise granulométrica. Rio de Janeiro.

- BLUTER, J. J. Jr. (1996). *Slug tests in site characterization: Some Practical Considerations*. Environmental Geosciences, v.3, n. 3.
- CARMAN, P. C. (1937). *Fluid Flow through Granular Beds*. Trans. Inst. Chem. Eng., v. 15, n. 150.
- CARMAN, P. C. (1956). *Flow of Gases through Porous Media*. Butterworths. Scientific Publications, London, 1.
- DAVIS, J. C. (1973). *Statistics and Data Analysis in Geology*. John Wiley and Sons.
- FERNANDES, A. J. (1997). *Tectônica cenozóica na porção media da bacia do Rio Piracicaba e sua aplicação a hidrogeologia de meios fraturados*. Instituto de Geociências, Universidade de São Paulo, São Paulo, Tese de Doutorado, 244 p.
- FETTER, C. W. (1994). *Applied Hydrogeology*. New York : Macmillan Publishing Company, 3ª ed., 314 p.
- HAZEN, A. (1892). *Some physical properties of sands and gravels, with special reference to their use in filtration*. 24th Annual Rep., Massachusetts State Board of Health, Pub. Doc. No. 34, pp. 539-556.
- KOZENY, J. (1927). Ueber kapillare Leitung des Wassers im Boden. Wien, Akad. Wiss., v. 136, n. 2a, p. 271.
- PEDE, M. A. Z. (2004). *Caracterização da condutividade hidráulica do embasamento cristalino alterado saturado na região metropolitana de São Paulo*. 95 p. Dissertação (Mestrado em Geociências) - Instituto de Geociências e Ciências Exatas, Universidade Estadual Paulista, Rio Claro.
- SHEPHERD, R. G. (1989). *Correlations of Permeability and Grain Size*. Groundwater, v. 5, n. 27, pp. 633-638.
- TERZAGHI, K.; PECK, R. B. (1964). *Soil Mechanics in Engineering Practice*. Wiley, New York.
- VUKOVIC, M.; SORO, A. (1992). *Determination of Hydraulic Conductivity of Porous Media from Grain-Size Composition*. Water Resources Publications, Littleton, Colorado.

ANÁLISE DE RISCO DE ESCORREGAMENTO COM USO DE SIG

Risk analysis of sliding using GIS

Erica Varanda*

Cláudio Fernando Mahler**

Luis Carlos Dias de Oliveira***

RESUMO – Este artigo apresenta um modelo para Análise Quantitativa de Risco com a aplicação de Sistemas de Informações Geográficas (SIG) utilizando a teoria bayesiana, na integração temática de mapas representativos do meio físico (vegetação, geológico-geotécnico, drenagem natural e declividade). A partir desta integração é gerado um Mapa de Suscetibilidade a Escorregamentos (fenômeno físico) que, associado com dados de vulnerabilidade (danos à população) e critérios de risco, possibilita construir um Mapa Quantitativo de Risco para uma determinada área. Pode-se afirmar que o emprego de um algoritmo baseado na Estatística Bayesiana para integração temática dos mapas de estado natural conduz a resultados confiáveis na identificação de áreas suscetíveis a escorregamentos. Por fim, a definição de áreas de risco é uma ferramenta valiosa no Gerenciamento de Risco de Escorregamentos e, portanto, o modelo de dados desenvolvido neste trabalho poderá subsidiar o Poder Público num melhor planejamento do uso do solo.

SYNOPSIS – This paper presents a model for the Quantitative Risk Analysis, with the application of a Geographic Information System (GIS) using the Bayes theorem. It was adopted in the thematic integration of maps of the physical environment (vegetation, geological-geotechnical, natural drainage system and slopes). Based on this integration a sliding susceptibility map is created associated with vulnerability data (temporal and construction patterns of buildings) and risk criteria. This data is also used to create a quantitative risk map for a certain area. It can be stated that the use of an algorithm based on Bayesian statistics for thematic integration of maps of the physical environment provides reliable results in identifying areas susceptible to slide accidents. Lastly, the definition of risk areas is a valuable tool in slide risk management and, therefore, the data model developed in this study will be able to provide the public authorities with information for better planning of land use.

PALAVRAS CHAVE – Risco, escorregamento, SIG, teoria bayesiana.

1 – INTRODUÇÃO

Os escorregamentos são processos geológicos/geomorfológicos de extrema importância, porque esses eventos com frequência causam muitas vítimas e/ou perdas materiais significativas. Embora sob certos aspectos representem processos naturais de evolução do relevo, podem-se constituir em provocadores de acidentes, causando prejuízos materiais e, muitas vezes, a perda de vidas

* Eng. Civil, M. Sc. COPPE/UFRJ, Rua Barão de Águas Claras, 301, CEP 25625-100, Petrópolis, RJ, Brasil, E-mail: evaranda@oi.com.br - +(55) (24) 9964-4037.

** Autor de Contato - Prof. D. Sc. – COPPE/UFRJ, Livre Docente, FSP/USP, Rua Jardim Botânico, 67 apto. 903 CEP 22470-050 Rio de Janeiro, RJ, Brasil, E-mail: mahler0503@yahoo.com – +55(21) 2562-7775 / 2290-1730 R 202.

*** Professor do CEFET-RJ, Centro Federal de Educação Tecnológica Celso Suckow da Fonseca. Professor da UCP, Universidade Católica de Petrópolis.

humanas, além de participarem do desencadeamento de outros eventos, tais como processos erosivos. O adensamento urbano nas médias e grandes cidades e a conseqüente ocupação desordenada do solo ocorrido nas últimas décadas, é o principal fator responsável pelos eventos catastróficos em várias regiões do Brasil.

No planejamento e no ordenamento do território, uma das etapas de maior importância é o zoneamento das áreas territoriais de acordo com os diferentes níveis de suscetibilidade e de risco.

O termo suscetibilidade indica a probabilidade de ocorrer um fenômeno físico natural, independente de prejudicar ou não grupos populacionais.

O termo risco representa a probabilidade de ocorrência de algum dano a uma população (pessoas ou bens materiais) causado por um fenômeno físico que pode compreender desde fatores geológicos, geomorfológicos, climáticos, hidrológicos até antrópicos. É uma condição potencial de ocorrência de um acidente. As pessoas em uma condição de risco ficam vulneráveis a serem atingidas por um fenômeno físico fruto de um dos fatores anteriormente citados.

Assim, no zoneamento de um território, há que se levar em conta não só a suscetibilidade das zonas aos fenômenos naturais, como a existência de moradores, infra-estruturas, instalações e demais fatores na área que esteja vulnerável e possam ser atingidos.

Vários trabalhos foram elaborados, no decorrer destas últimas décadas, com o objetivo de identificar as áreas suscetíveis a movimentos de massa, devido ao grande número de acidentes geológico-geotécnicos ocorridos, causando danos à população.

Quando o estudo envolve áreas extensas, a análise preferencialmente deve ser feita com o auxílio de Sistema de Informações Geográficas (SIG). Os SIGs são ferramentas capazes de organizar bancos de dados georeferenciados, tratar grande volume de dados e diminuir a imprecisão dos trabalhos efetuados manualmente.

A caracterização do meio físico de uma área de estudo pode oferecer importantes informações para o planejamento racional do uso e conservação do solo e da água. Nesse contexto, a utilização dos SIGs permite a integração dos dados de forma mais precisa e rápida que os métodos tradicionais de análise. Além disso, os SIGs possibilitam um melhor aproveitamento de dados existentes e, a partir destes, produzem novas informações, permitindo assim um ordenamento de ações mais eficiente. Os SIGs representam, na área ambiental, especialmente nos países em desenvolvimento ou do Terceiro Mundo, uma importante ferramenta para o controle e prevenção do desperdício dos escassos recursos financeiros.

O desenvolvimento de técnicas computacionais tem permitido o processamento das informações cartográficas, com rapidez e precisão. A utilização da ferramenta em ambiente SIG permite a integração de informações provenientes de várias fontes e em diversos temas. Por isso, é de extrema importância para o planejamento do território e especificamente o Gerenciamento de Risco.

Os níveis de vulnerabilidade ao risco são estabelecidos a partir da elaboração e análise de cartas de unidades integradas (zonas) ou de cartas temáticas específicas. Em ambos os casos, o risco é um fator primordial para a avaliação da capacidade das unidades territoriais para os distintos usos.

Os mapas qualitativos de risco mostram o grau de risco, classificados como: muito alto, alto, médio, baixo, atribuído às áreas ocupadas nas encostas, com base na análise dos fatores geológicos, geomorfológicos, climáticos, hidrológicos e antrópicos. Os dados são obtidos através de levantamentos de campo e posteriormente integrados pela aplicação de modelos qualitativos e/ou quantitativos.

Já a análise probabilística possibilita a quantificação de acidentes de uma determinada região. Esta quantificação é calculada a partir de estatísticas de acidentes passados, através de inventários disponibilizados pelo Poder Público, que compreendem inclusive órgãos de Proteção ou Defesa Civil.

Os inventários registram todos os dados referentes a escorregamentos de terras em uma determinada região em um dado período de tempo. Através destas informações é possível se obter, como exemplo, a frequência de acidentes no período considerado para aquela região.

Esta probabilidade de ocorrência pode ser considerada como um componente para identificação e quantificação do risco.

Este artigo apresenta um modelo para Análise Quantitativa de Risco com a aplicação de Sistemas de Informações Geográficas (SIG) utilizando a teoria bayesiana, na integração de mapas temáticos (vegetação, geológico-geotécnico, drenagem natural e declividade) que representará a suscetibilidade aos escorregamentos considerados os aspectos do meio ambiente através do Mapa de Perigo que integrado com mapas e dados representativos das características urbanas (ações antrópicas) resultará no Mapa de Risco.

2 – METODOLOGIA

A partir dos dados quantitativos registrados em inventário de escorregamentos de uma determinada área, este modelo propõe a aplicação da teoria bayesiana para Avaliação Quantitativa de Risco de escorregamentos com base numa estrutura de três níveis de mapeamento: Mapas Temáticos, Mapas de Suscetibilidade ou Perigo e Mapa de Risco.

2.1 – Mapas temáticos

Mapa Temático é a representação de informações sob uma perspectiva geográfica, transformando o Espaço-Território em elemento de análise espacial de dados. Os Mapas Temáticos reúnem as informações pertinentes a um ou mais componentes dos meios físico, biótico e antrópico por meio da variação espacial dos atributos.

A produção destes mapas através da tecnologia de Sistemas de Informações Geográficas (SIG) possibilita avanço na área por vincular dados geográficos a dados alfanuméricos que são atributos normalmente representados sob a forma de tabelas, ou mesmo dados geográficos.

Os mapas temáticos propostos neste trabalho são aqueles que registram as variabilidades dos atributos que influenciam na análise de risco a escorregamentos e suas possíveis relações com os meios bióticos e antrópicos, que constituem os elementos vulneráveis ao evento perigoso, sendo, pois, aqueles que registram as variabilidades espaciais dos aspectos físicos que contribuem para a ocorrência de escorregamentos.

Vários são os métodos para elaboração dos mapas referentes aos componentes do meio físico. São informações originárias de trabalhos anteriores, de pesquisas já realizadas e fotos aéreas. A maior dificuldade do modelo é justamente a disponibilidade de dados para aplicação do método, pois estes dados deverão estar reunidos para formar um banco de dados georreferenciado.

O mapa topográfico é o documento básico e fundamental que deve estar disponível como fonte de dados. Porém, quando utilizados como mapa-base devem apresentar as características neces-

sárias para garantir a compatibilidade do mapeamento com a escala selecionada para a apresentação dos resultados. A partir deste é gerado o mapa de declividade, no qual são definidas classes de declividades que são atribuídas de acordo com objetivos diversos. Além deste, foram previstos os seguintes mapas: vegetação; drenagem natural; domínios geológico-geotécnicos; geográfico de regiões, que será necessário na atribuição da probabilidade inicial que será definida por região, extraída do inventário de escorregamentos, para a aplicação da teoria bayesiana na elaboração do Mapa de Suscetibilidade e o mapa de padrões construtivos para a elaboração do Mapa de Risco, que representa o risco à população (pessoas e bens materiais).

2.2 – Integração temática em SIG

O sistema de geoprocessamento utilizado foi o SPRING 4.3.3, desenvolvido pelo INPE¹. O SPRING está baseado em um modelo de dados orientado a objetos que combina as idéias de “campos” e “objetos geográficos”. Deste modo, deriva-se tanto a interface dirigida por menus, quanto à linguagem LEGAL (Linguagem Espaço-Geográfico baseada em Álgebra).

Esta linguagem está baseada na formulação de uma álgebra geográfica, que permite expressar operações específicas para cada tipo de dado, bem como explicitar operações matemáticas e algébricas ou análise lógica que transformam um tipo de dado em outro. Desta forma é possível a utilização da teoria da probabilidade bayesiana na integração dos mapas temáticos em ambiente SIG.

Cada mapa caracteriza-se por um tema distinto que se refere a um componente do meio físico. Cada tema é constituído de classes (atributos) que são associadas a uma probabilidade deduzida que corresponde ao julgamento por especialistas dos agentes predisponentes. Em face da ausência de dados estatísticos da relação entre os agentes predisponentes e a ocorrência de escorregamentos, são adotadas probabilidades, deduzidas por especialistas, que expressam a confiança em que cada atributo contribua mais ou menos à suscetibilidade de ocorrência de escorregamentos.

Os agentes predisponentes correspondem ao conjunto de condições geológicas, geométricas e ambientais em que os escorregamentos irão ter lugar. O modelo apresentado não inclui os agentes efetivos que são os responsáveis pelo desencadeamento dos escorregamentos (pluviosidade, erosão, variação de temperatura, etc.) e ainda, os agentes efetivos imediatos (chuvas intensas) devido a escassez de dados.

Para quantificação dos atributos em cada classe temática é adotada a probabilidade por julgamento, que é uma forma de capturar formalmente opiniões de especialistas em números e, então combinar estas opiniões em modelos. A incerteza capturada desta forma certamente tem um valor numérico que depende do domínio pessoal do especialista da incerteza e na sua experiência.

A experiência corrente sugere que, no mínimo nos estágios iniciais da dedução por especialistas, as pessoas acreditem que as descrições verbais sejam mais intuitivas do que os números. Assim, tais descrições são inseridas como componentes dentro das árvores de eventos ou falhas. Então, transformações aproximadas entre descrições verbais e aproximações por quantificação de probabilidades por julgamento podem ser fixadas para eventos componentes.

O Quadro 1 apresenta uma lista de descrições verbais com os valores respectivos adaptados dos trabalhos de Lichtenstein e Newman (1967) e Vick (1997). Estes valores foram atribuídos em cada classe temática, e expressam a confiança, por julgamento de cada situação contribuir para ocorrência do escorregamento.

¹Instituto Nacional de Pesquisas Espaciais

Quadro 1 – Descrições verbais de probabilidades adaptadas (Varanda, 2006).

Descrição Verbal	Probabilidade Deduzida
Virtualmente impossível	0,01
Muito improvável ("very unlikely")	0,1
Completamente incerto	0,4
Incerto ("uncertain")	0,5
Provável ("likely")	0,7
Muito provável ("very likely")	0,9
Virtualmente certo	0,99

2.3 – Teoria bayesiana

O teorema de Bayes é usado na inferência estatística para atualizar estimativas da probabilidade de que diferentes hipóteses sejam verdadeiras, baseadas nas observações e no conhecimento de como essas observações se relacionam com as hipóteses. A probabilidade bayesiana, fundamentada no Teorema de Bayes, é uma decorrência da Regra do Produto e está relacionada a dois conceitos: probabilidade posterior e prévia, ou seja, com base no conhecimento prévio de uma determinada feição a probabilidade prévia pode ser atualizada por uma informação adicional decorrente da observação de fenômenos ou evidências.

Bayes sugeriu ainda que probabilidades deduzidas por julgamento, realizadas a partir de meros “pressentimentos”, poderiam ser combinadas com probabilidades obtidas por frequências relativas por meio de um teorema (Oliveira, 2004).

De acordo com Stulz e Cheeseman (1994), o Teorema de Bayes enuncia uma regra para atualizar a convicção de uma Hipótese “H” (probabilidade inicial de uma hipótese “H”, no caso, ocorrência de escorregamentos) dada uma evidência adicional “E” e a informação antecedente (contexto) I; ou seja, este teorema propõe que as probabilidades podem ser revistas quando se obtém mais informações sobre os eventos.

Portanto, para o cenário em questão pode-se considerar o contexto I como sendo o tema relativo ao meio físico em que o evento H (escorregamento) ocorre dada a presença de E (evidência). A probabilidade de encontrar escorregamento onde a evidência (E) está presente pode ser expressa em termos de probabilidade condicional.

A partir destes conceitos, a teoria de Bayes foi aplicada ao modelo tomando-se como probabilidade inicial ou prévia (H) os dados do Inventário de Acidentes e Situações de Risco de Movimentos de Massa (Escorregamentos) compilados por Oliveira (2004) cuja probabilidade foi calculada em função da frequência de escorregamentos para cada região. As evidências são os valores de probabilidades deduzidas por julgamento, associadas às classes especificadas para cada componente nos mapas representativos do meio físico (declividade, drenagem natural, vegetação e geológico-geotécnico) tomadas como informações adicionais que irão aumentar ou diminuir a probabilidade prévia. Portanto, a probabilidade inicial pode ser atualizada ao ser integrada por um fator que represente a presença ou ausência de uma informação adicional, ou seja, escorregamento.

A partir da Equação 1 apresentada a seguir tem-se a versão da Regra de Bayes para a atualização de probabilidades iniciais, considerando múltiplas informações para o contexto proposto (Varanda, 2006):

$$p(H \setminus E_1 \cap E_2 \cap E_i) = \frac{p(H) * p(E_1 \cap E_2 \cap E_i, I \setminus H)}{p(E_1 \cap E_2 \cap E_i, I \setminus H) * p(H) + p(E_1 \cap E_2 \cap E_i, I \setminus \overline{H}) * p(\overline{H})} \quad (1)$$

3 – MAPAS DE SUSCETIBILIDADE E RISCO

Para a geração dos Mapas de Suscetibilidade e Risco é utilizado o método de integração de Mapas Temáticos, onde as classes definidas em cada mapa recebem um valor quantitativo (probabilidade deduzida) que representa o grau de significância dos fatores predisponentes conforme os valores definidos no Quadro 1 exemplificado para o Mapa de Declividade no Quadro 2.

Quadro 2 – Valores de probabilidade deduzida atribuídos para o Mapa de Declividade.

Declividade	Tipologia de Movimento	Probabilidade Deduzida
Abaixo de 10°	Encosta estável	0,01
Entre 10° a 30°,	Rastejos e escorregamentos	0,1
Entre 30° e 45°	Escorregamentos	0,5
Entre 45 e 60°	Escorregamentos	0,9
Acima de 60°	Queda de fragmentos	0,7

Após a integração dos mapas em SIG tem-se os Mapas Quantitativos, ou seja, mapas com representações numéricas conforme mostrado na Figura 3.

Para uma representação qualitativa dos mapas é necessário a classificação em faixas (intervalo quantitativo) que são definidas através de critérios específicos e representam o nível de aceitabilidade de perigo e risco.

Na construção dos mapas adotaram-se faixas de perigo e risco: muito-alto, alto, médio e baixo.

3.1 – Critérios para definição de níveis de suscetibilidade e risco

Segundo Fell e Hartford (1997), existe um nível de aceitabilidade e tolerância de riscos a escorregamentos em todas as regiões que apresentam potencial (Perigo) para ocorrência deste tipo de fenômeno. Vários estudos têm sido realizados com o intuito de se estabelecer um nível de risco, realmente considerado tolerável para possibilitar o desenvolvimento de processos de gerenciamento de risco.

A curva $f \times N$ pode ser considerada como critério para definição dos limites quantitativos de risco. Este método considera a frequência anual de acidente (f) por número de vítimas fatais (N) para uma determinada região. Então, admite-se como critério os limites quantitativos de risco da curva $f \times N$.

A Figura 1 mostra um exemplo desta curva, sugerida para o Município de Petrópolis, a partir dos dados do inventário de frequência de acidentes por bairros(f), com vítimas fatais (N), entre os anos de 1943 a 1989 (Oliveira, 2004).

O gráfico da Figura 1 foi construído a partir dos dados do inventário de frequência de acidentes com vítimas fatais. Com base no critério de risco máximo aceitável para um indivíduo ($N=1$), geral-

mente fixado em 10^{-3} (Fell, 1994), acrescentou-se ao gráfico ($f \times N$), uma linha paralela, passando pelo eixo da ordenada 10^{-3} , onde estabeleceu-se um limite de risco aceitável (limite inferior), um limite de de risco intolerável (limite superior) e uma faixa ALARP.

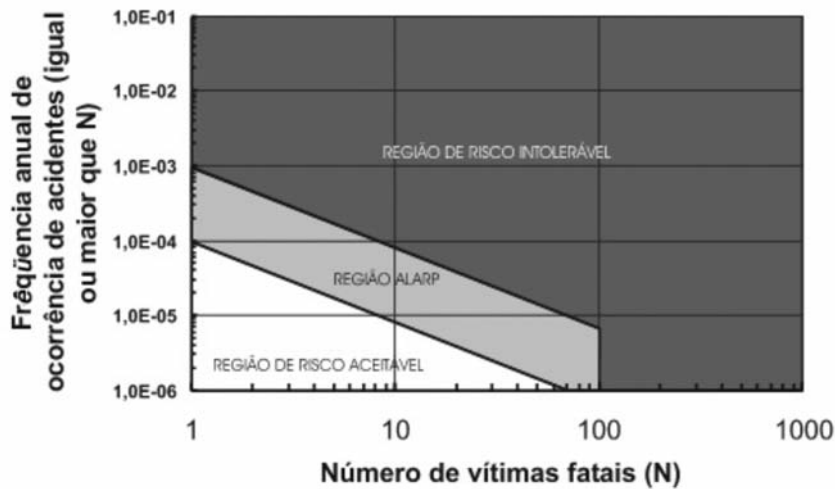


Fig. 1 – Curva $f \times N$ para mortes devidas a movimentos de massa para o Município de Petrópolis (Oliveira, 2004).

Numa situação de risco o incremento risco deve ser reduzido tanto quanto for razoavelmente possível, ou seja, deve-se aplica o seguinte princípio: o risco deve ser “tão baixo quanto for razoavelmente possível” (que vem da expressão em inglês “As Low As Reasoanably Practicable”, cuja sigla é ALARP”.

Portanto, de acordo com os limites de risco estabelecidos na Figura 1 foram definidas as faixas quantitativas necessárias para o fatiamento do Mapa de Risco, conforme resumidas no Quadro 3.

Quadro 3 – Limites de risco utilizados no fatiamento do Mapa Quantitativo de Risco.

Faixas de Risco Anual		
Qualitativo		Quantitativo
BAIXO	SEM RISCO	$R < 10^{-6}$
MÉDIO	RISCO ACEITÁVEL	$10^{-4} < R < 10^{-6}$
ALTO	REGIÃO ALARP	$10^{-4} < R < 10^{-3}$
MUITO ALTO	RISCO INTOLERÁVEL	$R > 10^{-3}$

Geralmente o risco é estimado pelo produto da probabilidade pelas conseqüências, e pode ser definido como a associação da probabilidade de ocorrência de algum dano a um elemento em risco e ao potencial de ocorrência de um acidente (situação de risco) que é representado através da Equação (2):

$$R = p[perigo] \cdot V \cdot E, \text{ onde:} \tag{2}$$

R – Risco;

$p[perigo]$ – probabilidade de ocorrência do perigo (movimento de massa) numa situação de risco;

V – Vulnerabilidade dos elementos em risco;
E – Elementos em risco – vidas humanas, construções, instalações.

A equação (2) expressa que para análise de uma situação de risco deve-se identificar o perigo que é definido como o fenômeno natural, capaz de ocasionar um fato desagradável, como por exemplo: escorregamentos de taludes naturais ou artificiais, inundações, quedas de blocos, erosão ou solapamento de margens de rios, corridas de lama, deslizamento de aterros, entre outros.

A quantificação da possibilidade de ocorrência de perigo é expressa através da probabilidade de ocorrência do perigo, calculada através da integração de dados de frequências de ocorrências de escorregamentos e informações adicionais relativas ao meio-físico.

Para o cálculo do perigo a equação (2) foi utilizada, atribuindo-se o valor unitário para o termo “E”, considerando o cálculo do risco individual, que é representado pelo risco de fatalidade e/ou lesões para qualquer indivíduo identificável que vive em um setor de risco de movimento de massa ou segue qualquer padrão de comportamento que o pode expor a consequências de um movimento de massa. Então a equação (2) passa a ser expressa por;

$$p[perigo] = \frac{R}{V} \tag{3}$$

Ao analisar os valores de vulnerabilidade adotadas por diversos autores observa-se que os valores estão expressos normalmente, em valores na escala de 0 a 1, ou seja na casa de 10⁻¹. Assim sendo, será adotado para o cálculo das faixas de suscetibilidade o critério da Equação (4):

$$p[perigo] = \frac{R}{10^i} \tag{3}$$

Aplicando-se os valores estabelecidos para o risco no Quadro 2 na Equação 4 tem-se os valores limites para as faixas de suscetibilidade, resumidos no Quadro 4.

Quadro 4 – Limites de probabilidades utilizados no fatiamento do Mapa de Suscetibilidade.

Faixas De Suscetibilidade	
Qualitativo	Quantitativo
BAIXO	p < 10 ⁻⁵
MÉDIO	10 ⁻⁵ < p < 10 ⁻³
ALTO	10 ⁻³ < p < 10 ⁻²
MUITO ALTO	p > 10 ⁻²

3.2 – Mapa de suscetibilidade

O Mapa de Suscetibilidade de Escorregamentos foi elaborado através da integração dos Mapas Temáticos com a aplicação da teoria bayesiana. O perigo é quantificado através da combinação de fatores no espaço físico que contribuem para a elevação da probabilidade de ocorrência de escorregamentos, caracterizando uma situação de risco.

Para atualização da probabilidade inicial aplica-se um algoritmo utilizando a expressão matemática (1), onde se adota para cada ponto, representado por um “pixel” a probabilidade sugerida para cada classe.

Os campos são transformados pontualmente de modo que o efeito resultante sobre cada ponto é independente dos valores de pontos vizinhos. A Figura 2 mostra um exemplo da integração temática, com aplicação da Teoria de Bayes.

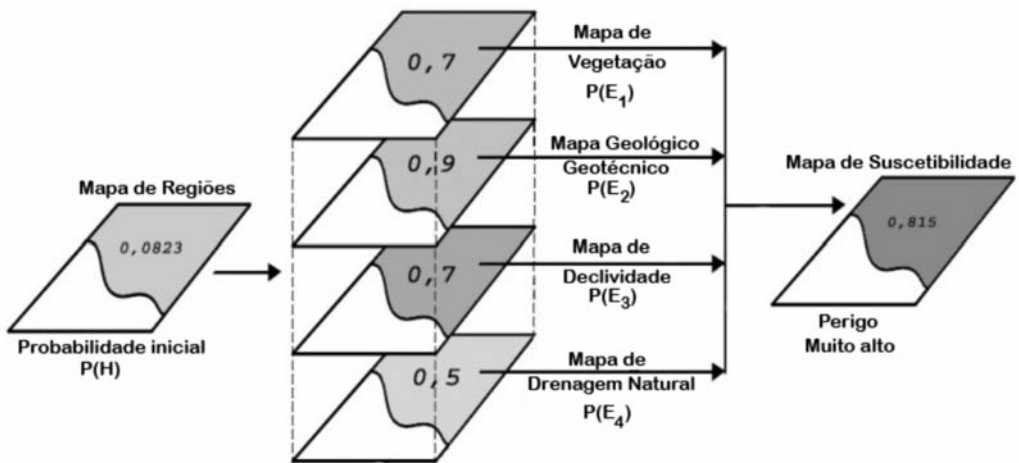


Fig. 2 – Exemplo de aplicação da teoria Bayesiana na elaboração do Mapa de Suscetibilidade (Varanda, 2006).

A partir daí obtém-se um mapa com o Modelo Numérico, onde os dados passam a ser quantitativos. Os pixels assumem valores numéricos e podem ser compostos por representações matriciais (grades retangulares), como exemplifica a Figura 3. A probabilidade atualizada será interpretada como o potencial de ocorrerem escorregamentos naquela área.

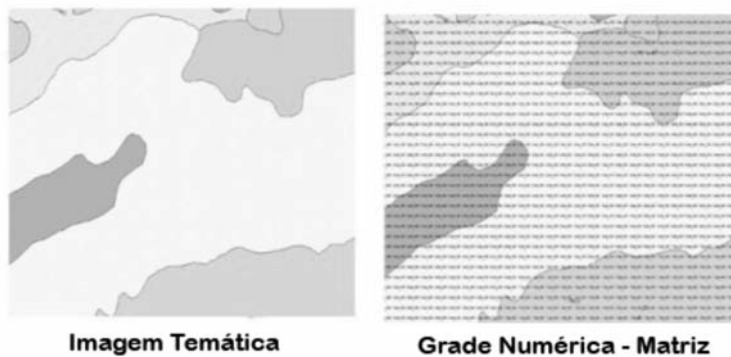


Fig. 3 – Representação da imagem temática e matriz numérica, (Varanda, 2006).

A partir do mapa de modelo numérico, aplicam-se as faixas quantitativas definidas no Quadro 4 para a geração qualitativa do Mapa de Suscetibilidade.

3.3 – Mapa quantitativo de risco

O Mapa Quantitativo de Risco é elaborado a partir do Mapa Quantitativo de Suscetibilidade integrado com Mapas Temáticos com informações referentes ao meio urbano, ou seja, as características das ações antrópicas no meio físico. Neste caso foi utilizado o Mapa de Padrões Construtivos.

O Mapa Quantitativo de Risco, de forma similar ao Mapa de Suscetibilidade é qualificado através do critério dos limites de risco utilizados no fatiamento mostrado no Quadro 3.

As situações de risco e suas conseqüências potenciais são documentadas no Mapas de Risco, apresentado na Figura 4. Neste sentido, a situação de risco de uma área em particular, da superfície de uma encosta, dependerá do uso que se fizer do solo e das condições em que se encontra.

De acordo com o Ministério das Cidades (2006), o mapeamento de risco pode ser realizado em dois níveis de detalhes distintos: o zoneamento (ou setorização) de risco e o cadastramento de risco. No zoneamento de risco são delimitados setores nos quais, em geral, encontram-se instaladas várias moradias. Desta forma, admite-se que todas as moradias do setor se encontram em um mesmo grau de risco, como exemplo risco alto. Entretanto, em meio às moradias deste setor pode haver algumas edificações que não apresentam situação de risco tão elevada. Assim pode-se considerar que, no zoneamento de risco, há uma generalização.

Portanto, o Mapa de Risco elaborado é um mapa de setorização, ou seja, há uma generalização de áreas de risco o que significa que possam existir casos em que a classificação do mapa não corresponde à situação de um terreno em particular. Nestes casos será necessário um cadastramento posterior das áreas de risco com objetivo de verificar a condição de risco do local, que é a fase do gerenciamento de risco.

4 – APLICAÇÃO PRÁTICA E ANÁLISE DE RISCO

Esta metodologia foi aplicada na elaboração do Plano Municipal de Redução de Riscos do 1º Distrito do Município de Petrópolis, em uma área aproximada de 133 km².

A partir dos resultados obtidos, 96 áreas apresentaram faixas de risco alto e muito alto no Mapa de Risco. As áreas identificadas neste modelo metodológico foram comparadas com as áreas de risco identificadas no Inventário de Acidentes e Situações de Risco (Oliveira, 2004) sendo confirmadas as mesmas condições de risco.

Na pesquisa realizada por Oliveira (2004) foi estimado um risco médio, por exemplo, para uma determinada localidade definido intuitivamente, com base nos dados do inventário e experiência do autor, como sendo área de risco. Para cada localidade foi calculado um único valor de probabilidade para quantificação do risco. A Figura 4 apresenta um exemplo das diversas situações identificadas na localidade dos Duques.

Duques é uma localidade localizada a meia encosta a jusante em um trecho da Rodovia BR-040. O terreno é caracteristicamente um talus-colúvio, possuindo muitos fragmentos de rocha em situação instável, muitos deles, oriundos do desmonte de rocha para a implantação da rodovia. Em alguns pontos a drenagem da estrada foi obstruída e desviada de forma precária; inclusive observa-se em eventos de chuvas intensas o alagamento da rodovia em alguns pontos. A área em questão confronta-se com a Reserva Biológica do Tinguá (REBIO TINGUÁ) e está inserida na APA² - Petrópolis.

A área de preservação permanente, está, parcialmente ocupada e em processo de expansão.

²Área de Proteção Ambiental

A Figura 4 apresenta a imagem da área em estudo, adquirida do inventário e as respectivas imagens com a representação do Mapa de Perigo e Risco, onde o valor quantitativo predominante do modelo numérico será utilizado na análise quantitativa do risco.

Análise de Risco - Petrópolis/RJ

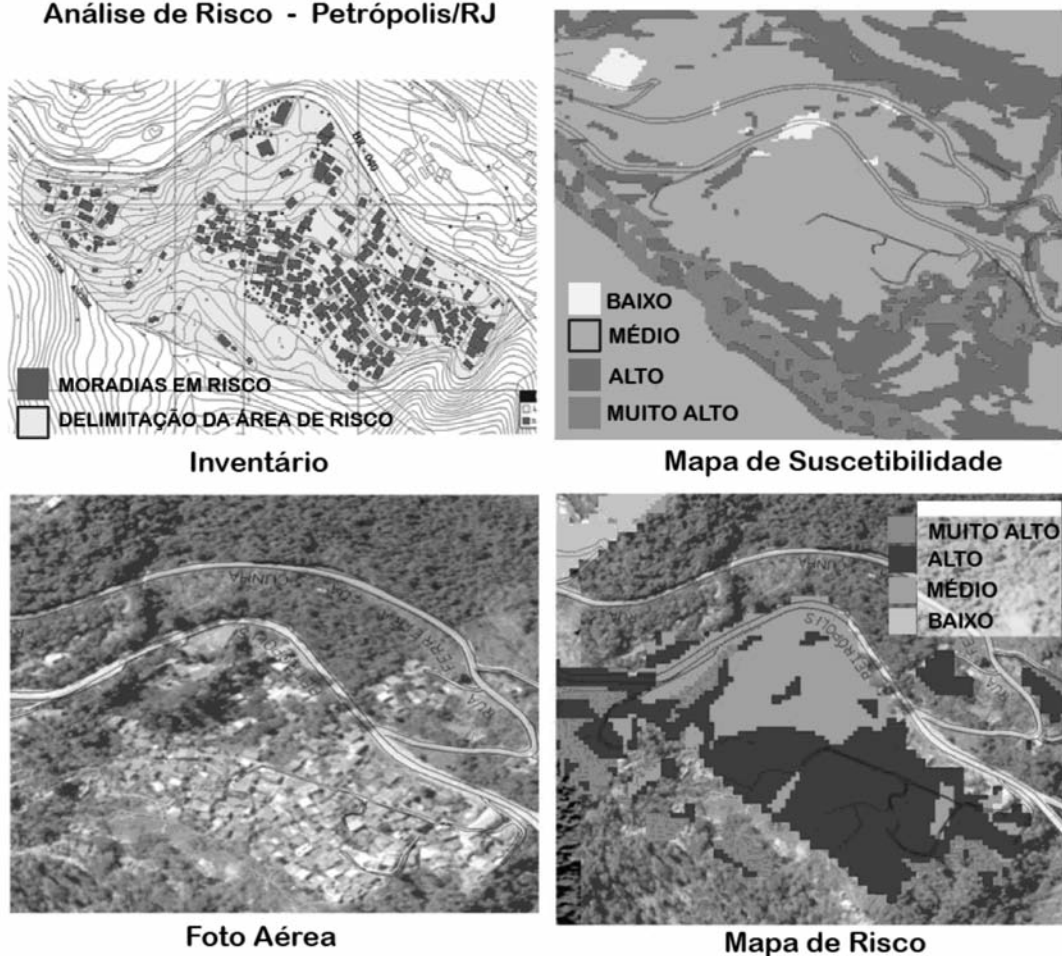


Fig. 4 – Análise comparativa da área definida no inventário e a mancha resultante no Mapa de Perigo e no Mapa Quantitativo de Risco (Varanda, 2006).

A partir dessas imagens, pode-se verificar a predominância de áreas com risco alto e muito alto, que coincide com a delimitação da área de risco anteriormente deduzida no inventário, com maior densidade demográfica.

O Quadro 5 apresenta um exemplo com o resumo dos valores numéricos das probabilidades deduzidas atribuídas a cada classe predominante, com os respectivos valores quantitativos do modelo numérico da área em estudo.

Para esta análise há uma generalização da probabilidade de suscetibilidade e risco do Mapa Quantitativo. As classes (sigla) estão associadas aos valores relativos em cada Mapa Temático, com a respectiva descrição apresentados no próprio quadro.

Quadro 5 – Análise Quantitativa de Risco do Bairro Duques (Varanda, 2006).

Mapas	Probabilidade Deduzida	Classe	Descrição
DRENAGEM	0,01-0,1	Sim	Presença de linha de drenagem natural.
GEOLÓGICO- GEOTÉCNICO	0,9	SRSR	Solo Raso Sobre Rocha.
VEGETAÇÃO	0,5	VEIR - AU	Vegetação em Estágio Inicial de Regeneração e Área Urbana.
DECLIVIDADE	0,1	entre 10° e 30°	Locais sujeitos a rastejos e escorregamentos.
PADRÃO CONSTRUTIVO	0,7	MUITO BAIXO	Construções muito precárias e deficiência nas condições de implantação.
PERIGO	1,01x10⁻⁴	Grau de Perigo Médio (predominante)	
RISCO	4,23x10⁻⁵	Grau de Risco Médio (predominante)	

A partir deste cenário é realizada uma análise de risco, cujo objetivo será a redução do grau de risco, que implica na redução do valor da probabilidade deduzidas de alguns dos atributos temáticos.

Para a redução da probabilidade será necessária a alteração do cenário que implica na modificação das características do ambiente. Portanto, os atributos que podem sofrer alterações são aqueles influenciados pela ação antrópica que são os parâmetros referentes à área urbana (infra-estrutura), padrão construtivo (moradias) e vegetação.

As ações de controle de ocupação urbana, melhorias na infra-estrutura, padrões de construção, reflorestamentos, recuperação de áreas degradadas, entre outros, estão diretamente relacionados com o gerenciamento urbano dessas áreas e portanto, à eficiência do gerenciamento implica diretamente no gerenciamento do grau de risco, ou seja, quanto melhor o gerenciamento urbano menor o grau de risco.

Vale observar que toda análise de multicritério tem sempre certa subjetividade na sua implantação, sendo a objetividade conquistada através da consulta a um crescente número de especialistas, de preferência de diferentes áreas de conhecimento, por exemplo, geólogos, engenheiros geotécnicos, geógrafos, pedólogos, etc..

O Quadro 6 mostra um exemplo da simulação de uma análise de risco, a partir da situação atual precedida de duas situações que compreendem a eficiência no gerenciamentos urbano da área em estudo, que resultará na alteração do grau de risco:

- 1) Para a situação atual, o grau de risco, MÉDIO, se mantém inalterado;
- 2) O grau de risco sofre um acréscimo de 50% da probabilidade deduzida do parâmetro área urbana em decorrência do aumento da densidade demográfica e desmatamentos.
- 3) O grau de risco sofre uma dedução de 50% da probabilidade deduzida do parâmetro área urbana e padrões construtivos, consequência de melhorias nas condições habitacionais e urbanas.

Os resultados demonstram que se houver desmatamento e adensamento ocupacional o Grau de Risco passa a ser MUITO ALTO. Porém, se a ocupação urbana estiver controlada, e houver melhorias habitacionais e urbanas, as condições da área serão superiores à encontrada atualmente e muito próximas da condição do Grau de Risco BAIXO.

Quadro 6 – Análise quantitativa de risco.

	Perigo	Risco	Grau de Risco	SIMULAÇÃO
1	$1,01 \times 10^{-4}$	$4,23 \times 10^{-5}$	MÉDIO	Situação atual
2	$9,05 \times 10^{-4}$	$3,80 \times 10^{-4}$	MUITO ALTO	Desmatamento e Adensamento
3	$3,02 \times 10^{-4}$	$9,06 \times 10^{-5}$	MÉDIO	Melhorias nas condições urbanas e construções

5 – CONCLUSÕES

A reunião das características e interpretações do meio-físico em um único banco de dados geo-referenciado demonstrou ser uma forma viável e eficaz para a organização e manipulação de todas as informações.

O Mapa de Suscetibilidade a escorregamentos e o Mapa Quantitativo de Risco, gerados com a metodologia empregada, confirmaram a parte analisada dos resultados apresentados no Inventário de Acidentes e Situações de Risco, ou seja, conforme esperado a metodologia de desenvolvimento dos mapas conduziu a resultados compatíveis com a história de acidentes e situações de risco inventariados.

O emprego da dedução de probabilidades por especialistas, em substituição às correlações entre características do meio físico e dos escorregamentos com aplicação do Teorema de Bayes, revelou-se como boa alternativa para elaboração do Mapa Quantitativo de Risco frente a escassez de dados geotécnicos.

Pode-se afirmar que o emprego de um algoritmo baseado na Estatística Bayesiana para integração temática dos mapas de estado natural conduz a resultados confiáveis na identificação de áreas suscetíveis a escorregamentos.

A existência de registros de acidentes de escorregamentos em inventário da área em estudo possibilita a aplicação do Teorema de Bayes, ou seja, a frequência relativa dos acidentes tomados como probabilidades iniciais pode ser atualizada a partir de informações adicionais.

Por fim, a definição de áreas de risco é uma ferramenta valiosa no Gerenciamento de Risco de Escorregamentos e, portanto, o modelo de dados desenvolvido neste trabalho poderá subsidiar o Poder Público num melhor planejamento do uso do solo.

6 – AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem a CAPES, CNPq, FAPERJ e DAAD pelo constante apoio, bem como a empresa THEOPRATIQUE OBRAS E SERVIÇOS DE ENGENHARIA e a Prefeitura Municipal de Petrópolis.

7 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Fell, R.; Hartford, D. (1997). *Landslide Risk Management*. Proceedings of the International Workshop on the Landslide Risk Assessment, Honolulu, Hawaii, USA, 19-21, February, pp. 51-109.

- Fell, R. (1994). *Landslide risk assessment and acceptable risk*. Canadian Geotechnical Journal, Vol. 31, pp. 261-272.
- INPE - Instituto Nacional de Pesquisas Espaciais, Spring. (2006). Básico. www.dpi.inpe.br/spring/portugues/, set.
- Lichtenstein, S.; Newman, J. R. (1967). *Empirical scaling of common verbal phrases associated with numerical probabilities*. Psychonometric Science, 9(10): 563-564.
- Ministério das Cidades (2006). *Capacitação em Mapeamento e Gerenciamento de Risco*. Brasília, DF, Brasil, Cities Alliance.
- Ministério das Cidades (2006). *Prevenção de Riscos de Deslizamentos em Encostas-Guia para Elaboração de Políticas Municipais*. Brasília, DF, Brasil, Cities Alliance.
- Oliveira, L. C. D. (2004). *Análise Quantitativa de Risco de Movimentos de Massa com Emprego de Estatística Bayesiana*. Tese de D.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 516 p.
- Stutz, J.; Cheeseman, P. A. (1994). *Short Exposition on Bayesian Interference and Probability*. National Aeronautic and Space Administration Ames Research Centre: Computational Science Division, Data Learning Group, www.periodicos.capes.gov.br.
- Varanda, E. (2006). *Mapeamento Quantitativo de Risco de Escorregamentos para o 1º Distrito de Petrópolis/RJ utilizando Sistema de Informações Geográfica*. Dissertação de Mestrado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 153 pp.
- Vick, S. (1997). *Dam Safety Risk Assessment: New Directions*. “Water Power and Dam Construction”, June.

ZONAS DE RISCO A ESCORREGAMENTOS NO MUNICÍPIO DE GUARULHOS/SP, BRASIL

Landslides risk areas in Guarulhos/SP, Brazil

Gabriela Lúcia da Costa e Castro Gomes*

Antonio Manoel dos Santos Oliveira**

Sandra Emi Sato***

RESUMO – Este trabalho apresenta resultados obtidos da análise geoambiental realizada no município de Guarulhos (SP, Brasil) em microbacia onde o uso do solo é irregular, ilegal e ambientalmente inadequado, com áreas de risco sujeitas a escorregamentos. O objetivo principal foi o de reconhecer áreas de risco a escorregamentos, elaborando um modelo fenomenológico que destaca a declividade > 60% (inclinações > 30°) e as formas inadequadas de uso (cortes e aterros) como principais condicionantes. O mapa de declividade fundamentou a elaboração do mapa de suscetibilidade que, cruzado ao de uso do solo, indicou as áreas com risco. O produto final, o mapa síntese de zoneamento de risco e de suscetibilidade a escorregamentos, contribui para ações de planejamento urbano e intervenção ambiental previstas pela Prefeitura desse município.

SYNOPSIS – This work deals with a geoenvironmental analysis of an urban watershed with an illegal and environmentally inappropriate land use that created landslide risk areas in Guarulhos municipality (São Paulo, Brazil). The main purpose of this analysis was to identify these areas and the phenomenological model of the related geological process. This model pointed up, as main conditioning factors of the landslides, the declivity higher than 60% (slopes higher than 30°) and the inappropriate cuts and landfills, applied for edifications. The susceptibility map, based on declivities, integrated to the land use map, has indicated the risk areas. The final product, a susceptibility and risk synthesis map, is a contribution for an urban planning to be undertaken by this municipality.

PALAVRAS CHAVE – Escorregamentos, mapa de risco, Guarulhos.

1 – INTRODUÇÃO

A caracterização de áreas de risco geológico é de fundamental importância para prevenir acidentes geológicos com graves consequências sociais e econômicas. A ocorrência de áreas de risco em ambientes urbanos é determinada pela ação do homem que altera o meio ambiente, através de uma ocupação irregular e sem planejamento. É deste modo que o Ministério das Cidades define o conceito de áreas de risco numa área passível de ser atingida por processos naturais e/ou induzidos, e que causem efeitos adversos à integridade física humana e perdas patrimoniais (Brasil, 2006).

* Geógrafa, Especialista em Educação Ambiental, Mestre em Análise Geoambiental Aplicada, Universidade de Guarulhos (UnG), Guarulhos/SP, Brasil. E-mail: gabrielalcastro@yahoo.com.br

** Geólogo, Doutor em Geografia (USP), Coordenador do Laboratório de Geoprocessamento e Professor Titular do Curso de Mestrado em Análise Geoambiental da Universidade Guarulhos/SP, Brasil. E-mail: aoliveira@prof.ung.br

*** Arquiteta e Urbanista, Mestre em Análise Geoambiental pela Universidade Guarulhos, Técnica do Laboratório de Geoprocessamento e Professora da Universidade Guarulhos/SP, Brasil. E-mail: sandra_arquitetura@yahoo.com.br

A análise geoambiental proporcionou o equacionamento das áreas em risco, realizada por meio da identificação dos condicionantes dos escorregamentos na microbacia ocupada densamente e de forma irregular pelos loteamentos do Recreio São Jorge e Novo Recreio, situados no município de Guarulhos, Região Metropolitana de São Paulo (RMSP), Brasil (Gomes, 2008).

1.1 – Urbanização e baixa renda

O processo de urbanização dessa microbacia é um exemplo do que ocorre em regiões metropolitanas do Brasil, sobretudo a partir da década de 1970, provocada por uma população de baixa renda que ocupou áreas geologicamente desfavoráveis, tais como áreas de encostas e fundos de vale, resultando em graves situações de risco geológico. O número de pessoas que habitam estas áreas tem crescido principalmente nos grandes centros urbanos, como apontam Oliveira e Brito (1998), Macedo (2001), Queiroz (2005) e Carvalho e Galvão (2006), provocando a expansão das áreas urbanas periféricas, em locais inadequados à construção de moradias.

A problemática das áreas de risco em Guarulhos decorre principalmente da alta concentração populacional de baixa renda nas áreas de risco em encostas, com alto grau de vulnerabilidade da ocupação existente. A ocupação irregular e inadequada acompanha o rápido crescimento demográfico do município, consequência da intensa urbanização, principalmente nas áreas periféricas da cidade. Os loteamentos irregulares e periféricos estão associados à autoconstrução da moradia, e tornaram-se a forma dominante de solução inadequada para o problema habitacional da população de baixa renda.

Segundo Andrade (1999), a cidade de São Paulo é considerada o pólo principal e responsável pelo processo de metropolização, pois o município de São Paulo é cercado por 39 municípios, como cidades satélites, que resultam numa extensa mancha urbana denominada de Região Metropolitana de São Paulo (RMSP). Neste cenário, o município de Guarulhos tornou-se uma cidade ao mesmo tempo industrial e “dormitório”. O setor industrial é a sua atividade predominante em termos de pessoal ocupado, valor de produção e fonte de elevada arrecadação tributária. E, como “cidade dormitório”, o município de Guarulhos chegou a apresentar, no ano de 1980, cerca de 40% de sua população economicamente ativa trabalhando fora do município, principalmente no município de São Paulo. O processo de industrialização foi o fator responsável pelo aparecimento de diversos loteamentos residenciais, que vinham suprir a demanda de moradia operária atraída pelo mercado de trabalho promissor, e verificou-se uma tendência de crescimento da área urbana do município nas direções leste e nordeste. Este intenso crescimento envolveu população de baixa renda, expandindo construções de moradias, caracterizando um tecido urbano que avançou nas regiões periféricas, assumindo um padrão arquitetônico qualitativamente baixo.

O município de Guarulhos como os demais da RMSP, não conseguiu oferecer infra-estrutura urbana e condições adequadas de moradia ao grande contingente populacional que se fixou nos novos loteamentos em áreas periféricas. Estas áreas são em geral de encostas e suscetíveis ao risco geológico, o que, associado à vulnerabilidade das edificações constitui um dos problemas urbanos de maior gravidade, pois ocasionam perigo à integridade física das pessoas e a probabilidade de novos acidentes com danos e perdas.

1.2 – Importância da ação mundial na temática do risco

A Organização das Nações Unidas (ONU) através do *Office of United Nations Disasters Relief Co-ordinator* (UNDRO) propôs, na década de 90, um modelo de abordagem dos problemas

relacionados a riscos geológicos, destacando etapas de trabalho com a finalidade de gerenciar riscos, através de sua identificação, análise, medidas de prevenção de acidentes, planejamento para situações de emergência e treinamento e informações públicas. Esta década foi instituída pela ONU, em dezembro de 1989, como a Década Internacional de Redução de Desastres Naturais (DIRDN), pois visava o direcionamento de estudos dos programas de prevenção e redução de acidentes geológicos, bem como o gerenciamento das consequências sociais e econômicas geradas. Mesmo com as ações mundiais sobre a temática do risco, constata-se uma tendência global ao crescimento das consequências e danos decorrentes de desastres naturais. Este impacto depende principalmente das práticas de desenvolvimento e crescimento das cidades, da eficiência na proteção ambiental, de uma adequada distribuição de renda e de ações governamentais eficazes no planejamento urbano dos municípios (Tominaga, 2007).

1.3 – A ação no Brasil: nível federal, estadual e municipal

Identificar e analisar áreas de risco a movimentos de massa, no caso escorregamentos, é uma tarefa muito importante para os órgãos públicos, nas esferas federal, estadual e principalmente municipal. É na esfera municipal que se tem desenvolvido projetos de gerenciamento territorial, pois é nela que há um maior conhecimento das problemáticas locais e podem ser implementadas ações visando a um melhor planejamento urbano e ambiental. Os sistemas de gerenciamento de áreas de risco devem priorizar equipes técnicas treinadas e com formação adequada para o atendimento dos problemas relacionados a riscos.

Importantes orientações em nível federal têm sido dadas, por meio do Ministério das Cidades, que buscam enfrentar o problema de áreas de risco, como o Programa Urbanização, Regularização e Integração de Assentamentos Precários. Este programa visa a apoiar os municípios na implantação de programas de prevenção e redução de riscos a escorregamentos de encostas em áreas urbanas. As ações praticadas neste programa estão associadas ao Sistema Nacional de Defesa Civil, que promovem atividades de treinamento aos municípios no gerenciamento territorial urbano, em concordância com os programas de urbanização e regularização de favelas e loteamentos precários, principais áreas suscetíveis aos escorregamentos (Carvalho e Galvão, 2006).

Para atuar em riscos geológicos associados a escorregamentos foi instituído o Plano Preventivo de Defesa Civil (PPDC). O PPDC é considerado um plano de contingência, pois é um instrumento eficiente no gerenciamento de risco e corresponde aos métodos e técnicas adotados pelos sistemas de Defesa Civil internacionais, recomendado pela ONU. Este instrumento é utilizado a níveis estaduais e municipais, e seu objetivo fundamental é de preparar equipes técnicas governamentais em instrumentos de ação, identificando áreas com maior possibilidade de ocorrência de escorregamentos, agindo em situações de prevenção de risco, diminuindo o número de vítimas e garantindo maior segurança da população moradora dessas áreas. Estas ações devem ocorrer principalmente em períodos chuvosos, pois nestes períodos, ocorrem maior potencialização dos eventos de escorregamento em encostas.

Conforme Carvalho e Galvão (2006), a atuação do PPDC no Estado de São Paulo iniciou-se em 1988, caracterizando as regiões litorâneas da Baixada Santista e Litoral Norte como seus principais alvos. Atualmente, este plano de contingência contempla outras regiões do Estado, abrangendo um total de 62 municípios entre litoral e interior. O gerenciamento geral do sistema de Defesa Civil e o fornecimento das previsões meteorológicas estão a cargo da Coordenadoria Estadual de Defesa Civil (CEDEC), já a nível regional, o gerenciamento é das Regionais de Defesa Civil (REDECs). As atividades geológicas e geotécnicas são desenvolvidas, respectivamente, pelo Instituto Geológico (IG) e Instituto de Pesquisas Tecnológicas (IPT). Nos municípios as ações são desenvolvidas

pelas Coordenadorias Municipais de Defesa Civil (COMDECs), que realizam os trabalhos a nível local, como: leitura de dados pluviométricos; recebimento de previsões meteorológicas; vistorias de campo; decisão pela remoção de pessoas de áreas de risco; abrigo das pessoas removidas; e acionamento das equipes do IG e IPT. As equipes municipais recebem treinamento anual pelo CEDEC, IG e IPT.

O município de Guarulhos apresentou um relatório referente ao Plano Municipal de Redução de Riscos (PMRR), elaborado por Guarulhos (2004a). Este relatório apresenta alguns referenciais técnicos e gerenciais que permitem aos poderes públicos a implantação de ações estruturais e não-estruturais, em prazos adequados aos recursos orçamentários do município, do Estado e da União, para reduzir e controlar as situações de riscos associados a escorregamentos, além de outros processos geológicos como os solapamentos de margens de córregos que ameaçam a segurança dos moradores e dificulta a construção de assentamentos precários na cidade. Este relatório parte do convênio firmado entre a Prefeitura do Município de Guarulhos, a Caixa Econômica Federal e o Ministério das Cidades, por meio do Programa de Urbanização, Regularização e Integração de Assentamentos Precários, Ação de Apoio à Prevenção e Erradicação de Riscos em Assentamentos Precários.

O PMRR deve ser considerado como uma diretriz importante tanto para a política habitacional do município como para a implantação do Plano Diretor de Desenvolvimento Urbano, Econômico e Social do Município de Guarulhos. As áreas de risco devem ser compreendidas, dentro do quadro municipal, como as áreas prioritárias para aplicação de instrumentos, como o Estatuto da Cidade e, fundamentalmente, para a aplicação dos investimentos públicos. O Estatuto da Cidade prevê importantes instrumentos para o aprimoramento da gestão urbana e redução de riscos à saúde e de riscos naturais no contexto urbano, incluindo o controle da ocupação de áreas de risco geotécnico e de inundações, podendo melhorar as condições sanitárias dessas ocupações de baixa renda; reduzir riscos naturais e impactos sobre o meio ambiente. Por outro lado, os programas de regularização fundiária precisam ser combinados com investimentos públicos e políticas sociais e urbanísticas que possam gerar opções adequadas e acessíveis de moradia social para os grupos de maior vulnerabilidade ao risco. Sugere-se, portanto, que sejam adotados, na política habitacional do município, critérios de prioridade para o atendimento das famílias que se encontrem em assentamentos de maior vulnerabilidade, conforme Guarulhos (2004a).

Nesta pesquisa, foram utilizados os dados da Prefeitura Municipal de Guarulhos (PMG), conforme Guarulhos (2004b), reconhecendo as áreas de risco da microbacia Taquara do Reino, no município de Guarulhos, visando à caracterização dos eventos de escorregamento já documentados.

Neste sentido, Sato (2008) realizou um estudo de urbanização da microbacia, com base em condicionantes geoambientais e na legislação pertinente. Considera a microbacia urbana como unidade básica de planejamento urbano; as áreas de risco a escorregamentos como principal condicionante da urbanização; estuda critérios de urbanização em encostas de alta declividade; elabora uma alternativa de urbanização como um ensaio prático de aplicação dos critérios estudados e de valorização do risco a escorregamentos, como condicionante dessa alternativa.

1.4 – A abordagem da Geologia de Engenharia: aplicação da análise geoambiental

Este trabalho baseia-se nas relações que o homem tem com seu meio-físico, dentro do contexto das Geociências. Atualmente, os estudos relacionados às intervenções da sociedade na natureza pertencem não somente ao campo das Geociências, mas ao das ciências em geral, com suas áreas de atuação específicas como, por exemplo, sociais, econômicas e políticas.

A Geologia de Engenharia, chamada também de Geologia Aplicada, facilita e especializa o entendimento dessas relações. De acordo com a definição adotada pela Associação Brasileira de Geologia de Engenharia (ABGE), segundo Ruiz e Guidicini (1998), a Geologia de Engenharia pode ser definida como “A ciência dedicada à investigação, estudo e solução de problemas de engenharia e meio ambiente, decorrentes da interação entre a Geologia e os trabalhos e atividades do Homem, bem como à previsão e desenvolvimento de medidas preventivas ou reparadoras de acidentes geológicos”. Entender a Geologia de Engenharia é desenvolver uma interface entre as atividades antrópicas e o meio-físico geológico, pois é um ramo do conhecimento científico que utiliza as informações da Geologia, a fim de encaminhar os profissionais engenheiros a solucionar problemas ambientais derivados de grandes obras civis. A compreensão ocorre a partir do conhecimento dos componentes do sistema onde ocorreram as mudanças, além de suas inter-relações no presente e no passado. O homem, considerado como agente geológico é colocado como peça fundamental nos estudos geoambientais, pois se caracteriza a ação geológica do homem, quando é feita uma comparação entre os processos naturais e tecnológicos na transformação da Terra.

Os estudos da Geologia de Engenharia relacionam suas aplicações aos estudos dos problemas ambientais gerados por processos da dinâmica superficial. Desta maneira, podem dar subsídios aos estudos de prevenção e correção de acidentes em áreas de risco geológico, dando abertura a novas pesquisas técnicas e científicas.

No início da referida década da ONU, Cerri (1993) apontou a inserção no Brasil das ações preconizadas pela Década Internacional de Redução de Desastres Naturais (DIDRN), valorizando a atuação da Geologia de Engenharia nacional na previsão e prevenção dos acidentes geológicos, especialmente os movimentos de massa.

A consolidação da Geologia de Engenharia no Brasil se deu principalmente entre as décadas de 60 e 80, quando ocorreu a realização de grande acervo tecnológico inicial voltado ao campo de construção de barragens hidrelétricas. A partir de 1985, o crescimento expandiu-se principalmente na área ambiental, com a publicação de uma série de trabalhos científicos, realizados pela Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica (ABMS) juntamente com o Comitê Brasileiro de Mecânica das Rochas (CBMR) e ABGE (Oliveira e Brito, 1998).

2 – OBJETIVO

O presente trabalho visa analisar as características geoambientais de áreas de risco a escorregamentos nos loteamentos do Recreio São Jorge e Novo Recreio, na microbacia Taquara do Reino, no Município de Guarulhos – SP, por meio do mapa de zoneamento de risco que pontua cicatrizes de escorregamentos e caracteriza as classes de suscetibilidade e risco a escorregamentos na microbacia.

3 – ÁREA DE ESTUDO

A área objeto deste estudo está situada no município de Guarulhos, na Região Metropolitana de São Paulo (RMSP), correspondente aos loteamentos do Recreio São Jorge e Novo Recreio, na região do Cabuçu, junto ao Parque Estadual da Cantareira (Figura 1).

Esta área foi escolhida com base nos seguintes critérios:

- a) Área sujeita a grande incidência de processos de escorregamentos no município (Guarulhos, 2004 a, b);

b) Disponibilidade de dados do Projeto Cabuçú (Oliveira *et al.*, 2005)

c) Interação com pesquisa de Mestrado na temática de urbanização, elaborada na mesma área (Sato, 2008).

Para o estudo realizado, a área dos loteamentos foi definida com base na delimitação da microbacia correspondente, ou seja, a microbacia do córrego Taquara do Reino, afluente do córrego Invernada, da bacia do rio Baquirivu - Guaçu, contribuinte do rio Tietê.

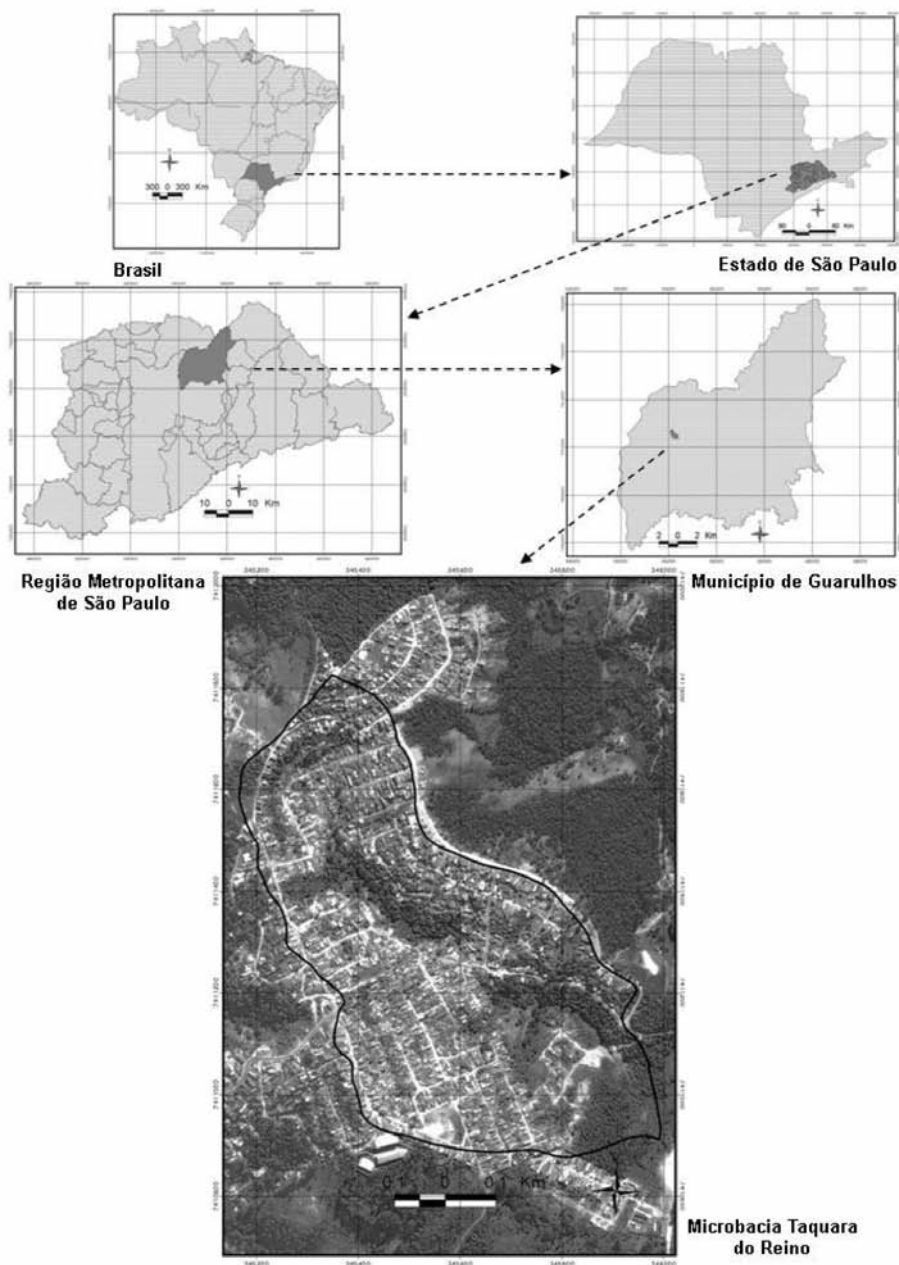


Fig. 1 – Localização da Microbacia Taquara do Reino, no Município de Guarulhos e RMSP.

4 – MATERIAIS E MÉTODOS

Analisar o meio-físico pela abordagem geoambiental não é somente demonstrar os componentes físicos e suas inter-relações nos sistemas, mas também, elaborar um modelo de estudo que consiga representar a realidade, como hipóteses representantes das investigações. Tais modelos constituem representações simplificadas da realidade para a resolução dos problemas, correlacionando componentes, causas e condicionantes dos fenômenos.

Todos estes fatores podem e devem ser analisados, comparados, testados e descritos para se conseguir caracterizar as conseqüências das intervenções diretas e indiretas do homem no meio-físico, além dos novos processos que possivelmente poderão ser desencadeados nos novos sistemas criados.

A análise geoambiental proposta para a microbacia tem o intuito de aplicar um modelo fenomenológico, que aborde vários eventos de escorregamentos com o objetivo de elaborar um zoneamento de risco. O modelo foi elaborado com base na identificação dos condicionantes que causam a instabilidade nas encostas e que melhor explicam o comportamento dos escorregamentos na microbacia.

Os materiais utilizados para a elaboração dos diversos mapas contou com base topográfica em escala de 1:1 000, fornecida pela Prefeitura Municipal de Guarulhos (PMG), datada de 1994 com curvas de nível com equidistância de 1m e malha viária. Os mapas foram gerados com o auxílio do programa ArcGIS 9.2, sendo reproduzidos na escala 1:3 500. O fluxograma apresenta as principais etapas e suas respectivas atividades de trabalho (Figura 2).

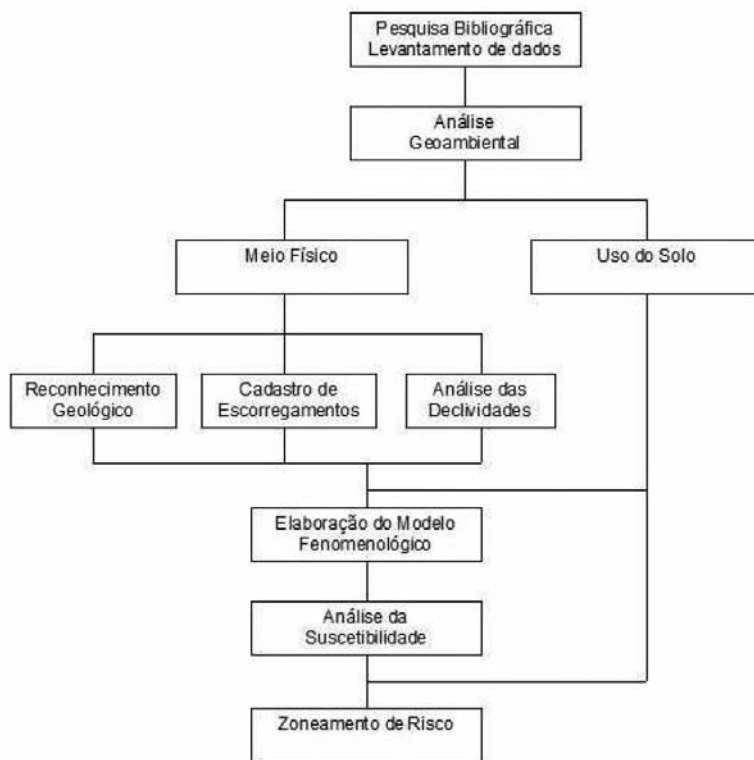


Fig. 2 – Fluxograma de análise geoambiental voltada ao zoneamento de risco a escorregamentos.

4.1 – Pesquisa bibliográfica e levantamento de dados

A pesquisa bibliográfica foi orientada para a busca de obras (teses, dissertações e artigos científicos) que abordassem o universo de caracterização e identificação dos agentes, causas e condicionantes dos processos de escorregamento e áreas de risco, tendo sido complementada pela recuperação de dados disponíveis no Projeto Cabuçu (Oliveira *et al.*, 2005), correspondentes ao meio físico local e regional.

Com os dados obtidos pela Prefeitura Municipal de Guarulhos (Guarulhos, 2004b) foi realizado um reconhecimento das áreas de risco, visando à caracterização dos eventos documentados na microbacia.

Nesta fase, foram também levantados os índices pluviométricos de Jan/2006 a Dez/2007, por meio da estação meteorológica do Núcleo Cabuçu, (Oliveira *et al.*, 2005), a que se encontra mais próxima da área objeto do estudo (2 km em linha reta). Os dados mensais da estação meteorológica do Núcleo Cabuçu foram relacionados com análises regionais, conforme Lacava (2007).

4.2 – Análise geoambiental

A análise geoambiental compreende as mudanças do meio físico-geológico provocadas pelo componente antrópico. Nesse caso, esta etapa metodológica sugere o reconhecimento dos condicionantes de meio físico e de uso e ocupação do solo, nas etapas metodológicas seguintes.

A análise geoambiental do meio físico compreendeu o reconhecimento geológico, o cadastramento de escorregamentos e a elaboração do mapa de declividades da microbacia.

O reconhecimento geológico da microbacia foi realizado como primeiro passo da metodologia desta pesquisa no campo, ao mesmo tempo em que foram sendo identificadas as cicatrizes de escorregamento e feições indicadoras de movimentação dos terrenos, além de outros aspectos do meio físico, tais como: declividades e formas das encostas e escoamento superficial das encostas (convergente e divergente).

No caso da etapa metodológica do reconhecimento do uso do solo nos loteamentos da microbacia, identificou irregulares e inadequadas construções nas encostas, caracterizados pelos cortes e aterros, edificações frágeis e mal estruturadas, vegetação, e sistema viário sem pavimentação e planejamento urbano prévio.

Seguindo o proposto por Ab' Sáber (1969), a análise geoambiental considerou primeiramente, as formas da paisagem, que correspondem às geometrias das encostas naturais ou dos taludes de corte ou aterro; segundo, a estrutura superficial da paisagem, que corresponde às edificações e ao solo e substrato geológico sotopostos, além do material antrópico presente na forma de resíduos; e, finalmente, a fisiologia ou dinâmica da paisagem relativa ao processo em foco, ou seja, os escorregamentos.

A análise geoambiental teve o intuito de caracterizar causas e condicionantes principais dos processos de escorregamento, dando especial atenção às cicatrizes, tendo em vista a elaboração do modelo fenomenológico dos processos.

4.2.1 – Meio físico

4.2.1.1 – Reconhecimento geológico

O reconhecimento geológico foi realizado com base em 70 pontos de observação, onde foi possível examinar afloramentos de rocha sã ou alterada e com condições de acesso, dado que a área

da bacia apresenta-se intensamente ocupada. Estes locais correspondem a afloramentos. O mapa de unidades litológicas foi elaborado em escala 1:3 500, com a utilização da carta topográfica da microbacia Taquara do Reino em escala de 1:1 000.

4.2.1.2 – Cadastro de escorregamentos

O cadastro de escorregamentos, que acompanhou o reconhecimento geológico, foi realizado por meio de levantamento de suas cicatrizes, localizados por GPS, com elaboração de perfis longitudinais, utilizando-se trena e nível de bolha, descrevendo as características antrópicas e naturais da encosta, em cada intervalo de medida. A medida de inclinação total foi realizada com clinômetro.

No cadastro de cada cicatriz foram determinadas as coordenadas de localização, nome da rua e número da habitação presente no local ou próxima, os intervalos de medida, sua altura, distância e observações sobre a descrição para cada intervalo.

As observações contemplam além da descrição dos materiais naturais e antrópicos presentes, feições de instabilidade como rachaduras em paredes, embarrigamentos de muros, trincas em escadas de escoamento de água pluvial e servida, presença de águas servidas nas encostas e de fossas, lixo acumulado, aterro e vegetação.

No escritório, foram elaborados perfis ao longo das cicatrizes de escorregamentos com o auxílio do programa *AutoCad 2006* e editados em *CorelDraw 11*.

4.2.1.3 – Análise das declividades

A elaboração do mapa de declividade passou pelas seguintes etapas:

- I – O mapa base de curva de nível foi geoprocessado para determinar o mapa do modelo digital de terreno;
- II – O mapa do modelo digital do terreno foi geoprocessado para determinar o mapa preliminar de declividade. As classes de declividade foram selecionadas por meio da análise geoambiental que culminou na compreensão do modelo fenomenológico;
- III – Construção de polígonos das manchas de cada classe de declividade, contornando-as;
- IV – Traçado dos polígonos das manchas com um buffer de 5 m de segurança, equivalente à largura de 1 lote, no sentido da precaução com áreas vizinhas.

O mapa foi elaborado na escala 1:3 500 que, resultando num desenho de tamanho A3, permitiu uma boa visualização de todas as etapas acima descritas.

4.2.2 – Uso do solo

Com base em imagem de satélite QuickBird, datada de maio de 2004, foi realizado um mapeamento do uso do solo, elegendo-se as seguintes categorias: uso urbano com densidade habitacional alta, média e baixa, mata, campo antrópico, reflorestamento, chácara, edificação de sítio e solo exposto, adaptado de Oliveira *et al.* (2005).

O critério utilizado para a identificação das categorias de densidade habitacional foi a contagem de lotes ocupados em cada quadra, segundo Oliveira *et al.* (2004), caracterizando os três níveis de ocupação: alta (>75% de ocupação), média (25% – 75% de ocupação) e baixa (< 25% de ocupação).

A extração das categorias de uso do solo foi realizada a partir da interpretação da imagem de satélite, com conseqüente construção dos polígonos de cada categoria.

Os resultados do reconhecimento do uso do solo foram aplicados em duas etapas da análise geoambiental. Na primeira etapa, o uso do solo foi considerado como agente potencializador da instabilidade das encostas, sendo entendido como condicionante dos escorregamentos, através dos cortes e aterros. Na segunda etapa, os resultados foram aplicados para se realizar o zoneamento de risco, como elemento que sofre as conseqüências danosas do processo de escorregamento.

4.3 – Elaboração do modelo fenomenológico

O modelo fenomenológico foi elaborado com base na identificação dos condicionantes dos escorregamentos que melhor explicam o fenômeno e caracteriza a etapa-chave do método proposto neste trabalho. Este modelo foi pautado na abordagem metodológica de Augusto Filho (1992).

Os condicionantes considerados no modelo fenomenológico foram de meio físico (reconhecimento geológico, escorregamentos cadastrados e declividades) e de uso do solo (forma que as encostas são ocupadas: cortes e aterros), que são os principais aspectos do processo de instabilização investigado, e que reconhecidos, explicam o comportamento geoambiental dos eventos de escorregamentos na microbacia.

4.4 – Análise da suscetibilidade

O mapa de suscetibilidade destaca as áreas com possibilidade de vir a ocorrer escorregamentos, com base nos principais fatores condicionantes destacados pelo modelo fenomenológico. Dentre tais fatores, destacou-se um limiar de declividade, acima do qual se deram todos os escorregamentos e a distribuição dos tipos litológicos.

4.5 – Zoneamento de risco

O mapa de zoneamento de risco a escorregamentos da microbacia resultou da análise do cruzamento do mapa de suscetibilidade com o mapa do uso do solo, complementada por reconhecimento de campo das imediações das cicatrizes dos escorregamentos cadastrados.

5 – ANÁLISE GEOAMBIENTAL

A microbacia do Córrego Taquara do Reino, contribuinte da margem direita do Córrego Invernada, por sua vez afluente do rio Baquirivu–Guaçu, afluente do rio Tietê, está situada a 15 km do centro da cidade de Guarulhos. A microbacia possui um comprimento aproximado de 1 100m e mede cerca de 600 m de largura máxima, totalizando uma área aproximada de 42 ha.

Segundo Sato (2008), a microbacia Taquara do Reino possui cerca de 5 500 moradores, e a análise da evolução da ocupação urbana foi realizada através de fotos aéreas e imagens de satélite de diversas épocas. Nas fotos aéreas de 1970 e 1988 observa-se que havia somente sítios na microbacia e a maioria das vias existentes se encontravam em topos de morro e permitiam acesso a esses sítios. A mudança significativa aparece na foto aérea de 1993, onde a ocupação urbana se concentra na vertente direita, através de loteamento realizado pela Imobiliária Continental. Na foto aérea de 2000 já se observa a ocupação total da microbacia, através de loteamentos irregulares de invasões na vertente esquerda e a montante. As imagens de satélite de 2004 e 2007 apontam o adensamento da região e confirmam a consolidação da ocupação da microbacia Taquara do Reino (Figura 3).

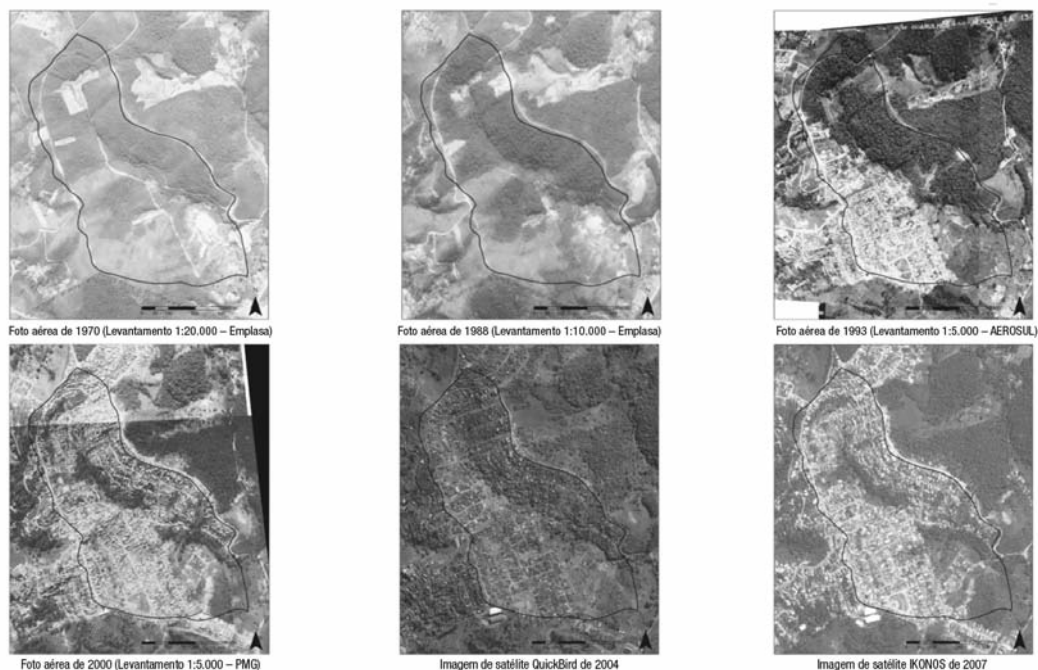


Fig. 3 – Evolução da ocupação urbana da microbacia Taquara do Reino.

5.1 – Os terrenos

Geomorfologicamente, a microbacia Taquara do Reino está inserida em região de morros e montanhas e apresenta altitudes entre 760 e 890 m, com amplitudes topográficas máximas entre 100 e 130 m.

A Figura 4 apresenta o mapa de classes selecionadas de declividade superiores e inferiores a 60%. As classes variam de $< 5^\circ$ a $> 30^\circ$, que foram agrupadas em manchas. As áreas relativamente planas com declividades inferiores a 10% estão referenciadas aos topos e fundo de vale.

A legislação urbanística e ambiental são instrumentos normativos que restringem a ocupação, constituindo, dessa maneira, instrumentos fundamentais para a urbanização. O Código Florestal (Brasil, 1965), em seu artigo 2º, determina que a cobertura vegetal não pode ser eliminada em terrenos de declividade acima de 45° (100%). A Lei Lehman (Brasil, 1979) em seu artigo 3º define que não será permitido o parcelamento do solo em terrenos com declividade igual ou superior a 30° , salvo se atendidas exigências específicas das autoridades competentes. No âmbito municipal pode-se destacar a Lei de Zoneamento (Guarulhos, 2007), cujo artigo 6º, declara não ser permitido o parcelamento do solo em terrenos com declividade superior 30° , salvo se atendidas as exigências específicas das autoridades competentes, observando-se o limite máximo de 45° (Sato, 2008).

No reconhecimento geológico, foram identificadas as seguintes unidades litológicas: rocha metassedimentar, rocha metavulcânica, rocha gnáissica e aluvião. Predominam, na microbacia, as rochas metassedimentar e metavulcânica, pré-cambrianas do Grupo Serra de Itaberaba (Oliveira *et al.*, 2005).

As rochas metassedimentares, representadas por filitos, ocorrem predominantemente nos divi-

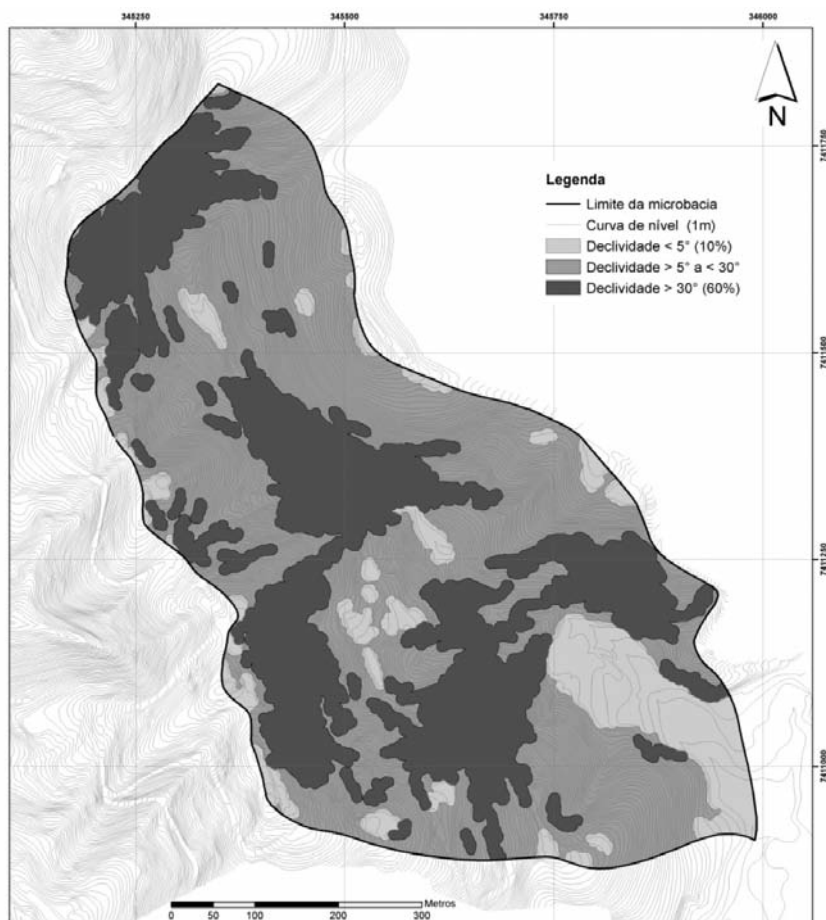


Fig. 4 – Mapa de classes selecionadas de declividade da microbacia.

sores de águas direito e cabeceiras, com tendência a destacar áreas topograficamente mais elevadas e maior declividade. Os solos correspondentes são rasos com coloração amarelada, silto-arenosos. Nas áreas das rochas metassedimentares a infiltração é limitada pela alta declividade, pela espessura reduzida dos solos e pela rocha subaflorante.

As rochas metavulcânicas, representadas por basaltos metamorfizados, ocorrem predominantemente em terrenos mais rebaixados e de encostas mais suaves. Os solos correspondentes são profundos, argilosos e de coloração vermelha. A natureza dos solos derivados destas rochas e sua distribuição na microbacia determinam comportamentos hídricos diferentes. Nas áreas das rochas metavulcânicas, o perfil de alteração profunda e as menores declividades favorecem a infiltração.

A elaboração do mapa de unidades litológicas considerou os limites entre as unidades por predominância. O contato entre elas apresenta transição de um termo a outro e, às vezes, intercalações (Figura 5).

Finalmente, em pequena área a jusante da microbacia ocorre rocha gnáissica e, no fundo do vale, terrenos aluvionares, atualmente cobertos por aluviões antrópicos (aterros).

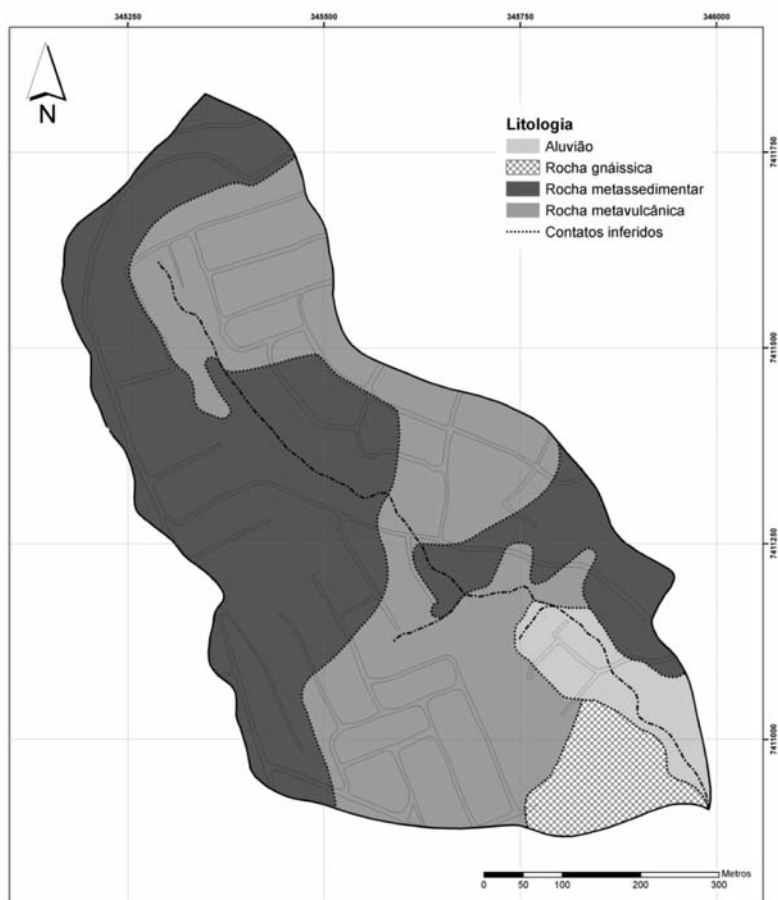


Fig. 5 – Mapa de unidades litológicas da microbacia.

5.2 – As chuvas

Regionalmente, segundo Lacava (2007), a área de estudo situa-se na região da Serra da Cantareira que apresenta, para o período monitorado pelos postos pluviométricos disponíveis em mais longo período, 1941 a 1964, uma média anual de 1 411 mm.

Ainda segundo o autor acima referido, no período mais seco (abril a setembro), as médias mensais estão abaixo de 75 mm. No período mais úmido (outubro a março), as médias mensais estão acima de 125 mm, e o mês de janeiro corresponde ao mês mais úmido, com um máximo de quase 240 mm de chuva.

Conforme dados da Estação Meteorológica do Núcleo Cabuçu (EMET Núcleo Cabuçu), recentemente instalada a 2 km (em linha reta) da microbacia em estudo, o total anual precipitado referente ao período de janeiro a dezembro de 2006 foi de 1 125 mm, e no período de janeiro a dezembro de 2007 foi de 1 035 mm, segundo Lacava (2007).

Embora esta estação registre a pluviosidade a cada 30 min, o que permitiria a análise de intensidades de chuva, a falta de um registro sistemático dos eventos de escorregamentos por parte da

Defesa Civil de Guarulhos e a dificuldade em se obter datas confiáveis de ocorrência dos escorregamentos da população local, não permitiram a realização de uma análise de correlação entre pluviosidade e escorregamentos.

5.3 – O uso do solo

O Quadro 1 apresenta as áreas ocupadas pelas diferentes categorias de uso do solo e a Figura 6 apresenta o mapa de uso do solo da microbacia (adaptado de Oliveira *et al.*, 2005).

Quadro 1 – Áreas ocupadas pelas diferentes categorias de uso do solo na microbacia.

Categorias	Área (m²)	Área (ha)	Porcentagem (%)
Uso urbano com densidade Alta	228 877	22,88	54,6
Uso urbano com densidade Média	44 958	4,49	10,8
Uso urbano com densidade Baixa	13 993	1,39	3,4
Campo antrópico	62 807	6,28	15,0
Mata	49 809	4,98	12,0
Reflorestamento	12 560	1,25	3,0
Edificação de Sítio	421	0,04	0,1
Chácara	1 163	0,11	0,3
Solo exposto	3 443	0,34	0,8
Total da Microbacia	418 036	41,80	100

O mapa mostra que a microbacia possui 418 mil m² (42 ha) e está quase que totalmente ocupada com 287 mil m², correspondente a 69% da área. Sua maior parte, com alta densidade habitacional ocupa 54% do total da microbacia.

As edificações são construídas em patamares obtidos pelos cortes e aterros, que atingem desníveis aproximados entre 1 e 6 m de altura. A maior parte das edificações é de alvenaria, sendo que algumas são feitas de madeira. As casas possuem de 1 a 4 cômodos, dependendo da condição financeira das famílias. A autoconstrução, principalmente de finais de semana, é a forma que prevalece na microbacia. Muitas destas edificações estão inacabadas e/ou foram construídas inadequadamente sem autorização da Prefeitura.

Tendo em vista a prática de ocupação dos lotes por meio de cortes e aterros, verifica-se que quanto maior a declividade da encosta, maior é o movimento de terra executado. Esta condição é agravada pela falta de compactação dos aterros que resultam de solos simplesmente lançados encosta abaixo e sem obras de estabilização.

Assim, a falta de planejamento habitacional aliada à cultura popular de “morar no plano”, implicam alteração pronunciada não só da forma da encosta, mas também de sua constituição tendo em vista a formação de aterros compostos por terra lançada, entulho e lixo.

Os perfis das encostas são também alterados pela abertura de ruas, escadas d’água, travessas e caminhos de terra, sem pavimentação e planejamento urbano. As ruas dos loteamentos não possuem pavimentação, apenas “cascalho” (brita lançada). Muitas destas ruas permanecem intransitáveis mesmo em períodos sem chuvas, por terem sido traçadas perpendicularmente às curvas de nível, com declividades muito acentuadas. Tais ruas, não pavimentadas, estão sujeitas a processos erosivos intensos, provocados pelo escoamento superficial concentrado das chuvas e mesmo das águas servidas e dos esgotos (Figura 7).

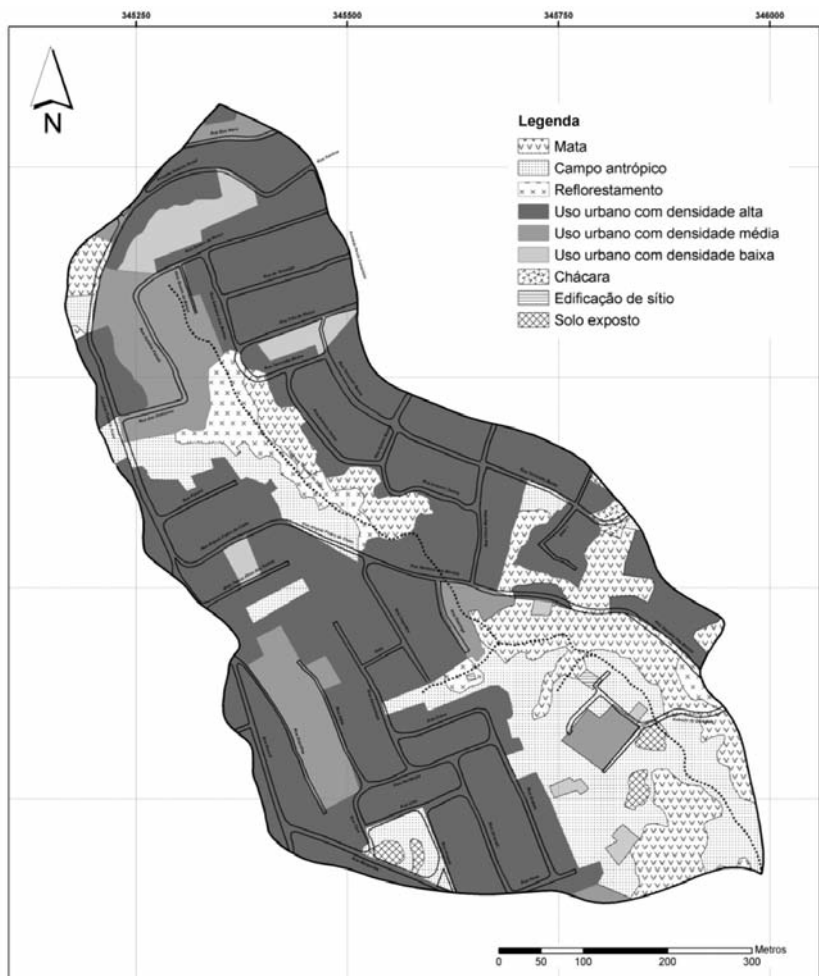


Fig. 6 – Mapa de uso do solo da microbacia.

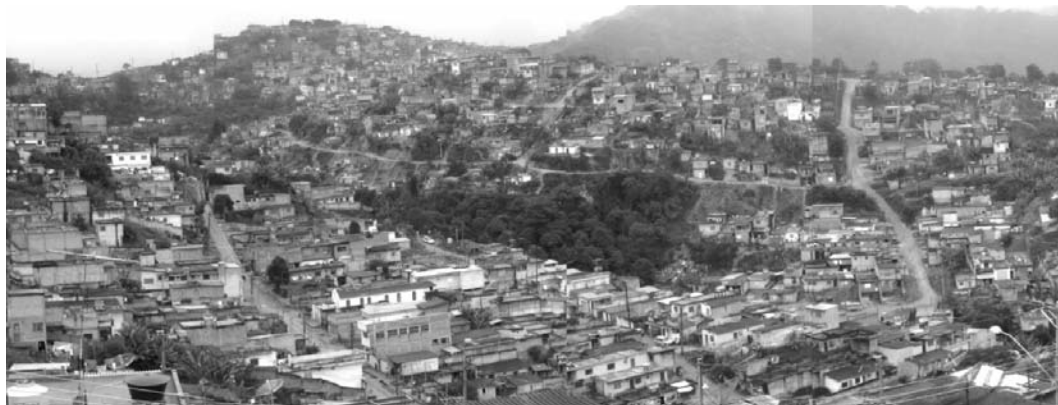


Fig. 7 – Vista dos loteamentos Recreio São Jorge e Novo Recreio.

O abastecimento de água encanada através da rede de distribuição é parcial. Alguns moradores utilizam a nascente principal do córrego, cuja água, entretanto, é imprópria para o consumo (Queiroz, 2005).

Algumas edificações não possuem coleta de esgoto, sendo que muitas se utilizam de fossas e outras lançam diretamente na rua, a céu aberto. O esgoto coletado em algumas ruas é direcionado para o córrego no fundo do vale. Os aterros de terra lançada, com lixo e entulho são frequentemente objeto de implantação de fossas de infiltração de esgotos e águas servidas que promovem a sua saturação, mesmo em períodos sem chuvas. Verificou-se também que nos aterros cresce vegetação espontânea, como: gramíneas, mamoneiras, taiobas, e em alguns locais são plantadas bananeiras.

O lixo doméstico e o entulho são lançados de maneira irregular em vias públicas, encostas, terrenos ou no fundo do vale, atingindo o córrego. A concentração do lixo nos aterros proporciona a obstrução da drenagem natural, pois retém o fluxo de água no aterro, aumentando seu peso, gerando sua saturação e reduzindo a resistência dos taludes. Não há coleta de lixo porta-a-porta, devido às ruas serem intransitáveis, as poucas lixeiras comunitárias existentes são de difícil acesso, e falta maior cuidado dos moradores com a disposição do lixo domiciliar nos loteamentos, encontrando-se estes em grave estado de degradação.

A paisagem na microbacia está servida pelos morros de alta declividade, pelo intenso desmatamento, pelos cortes e aterros, por ruas não pavimentadas e ortogonais às curvas de nível, o escoamento superficial sofre intensa alteração, com aumento de sua intensidade de vazão, devido ao aporte das águas servidas e esgoto, além de sua concentração potencializando seu poder erosivo, gerando sulcos e ravinas, ao longo das ruas.

Além disso, nos lotes, no interior das quadras, a desorganização da distribuição dos diferentes materiais que compõe o meio físico antrópico é intensa, destacando, principalmente, para os processos de escorregamento, a presença de maciços instáveis de aterro composto por terra, lixo e entulho, com presença de fossas de esgotos e pontos de infiltração de águas servidas.

5.4 – Análise do cadastro de escorregamentos

Em campo foram identificadas e cadastradas 8 cicatrizes de movimentos de massa, sendo 7 escorregamentos e um deslocamento em rocha metassedimentar, muito específico e que não foi considerado na análise do processo dominante (Figura 8).

O cadastro dos escorregamentos 2 e 7, (Figura 9 e 10) exemplificam a forma como as encostas são ocupadas. No que diz respeito aos condicionantes antrópicos, pode-se verificar que os escorregamentos mobilizam sempre os aterros que, como já foi assinalado são constituídos por misturas heterogêneas de solo, entulho, lixo e a presença de fossas. Verificou-se que, no que diz respeito aos condicionantes naturais, todos os escorregamentos cadastrados ocorreram em áreas de litologia metassedimentar (apenas o evento 4 possui intercalações metavulcânicas, pois está próximo ao contato estabelecido) e em declividades superiores a 30°.

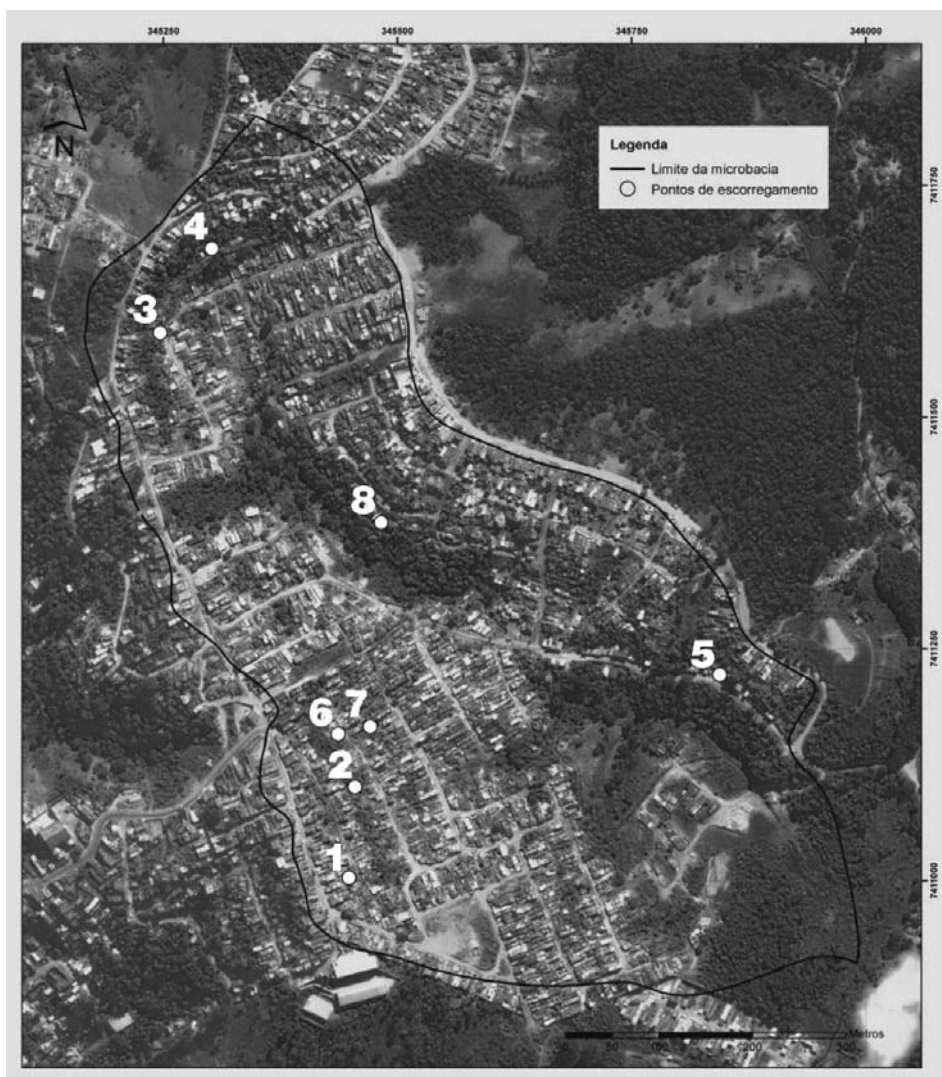


Fig. 8 – Imagem de Satélite com a localização dos pontos de escorregamentos na microbacia.

Escorregamento 2

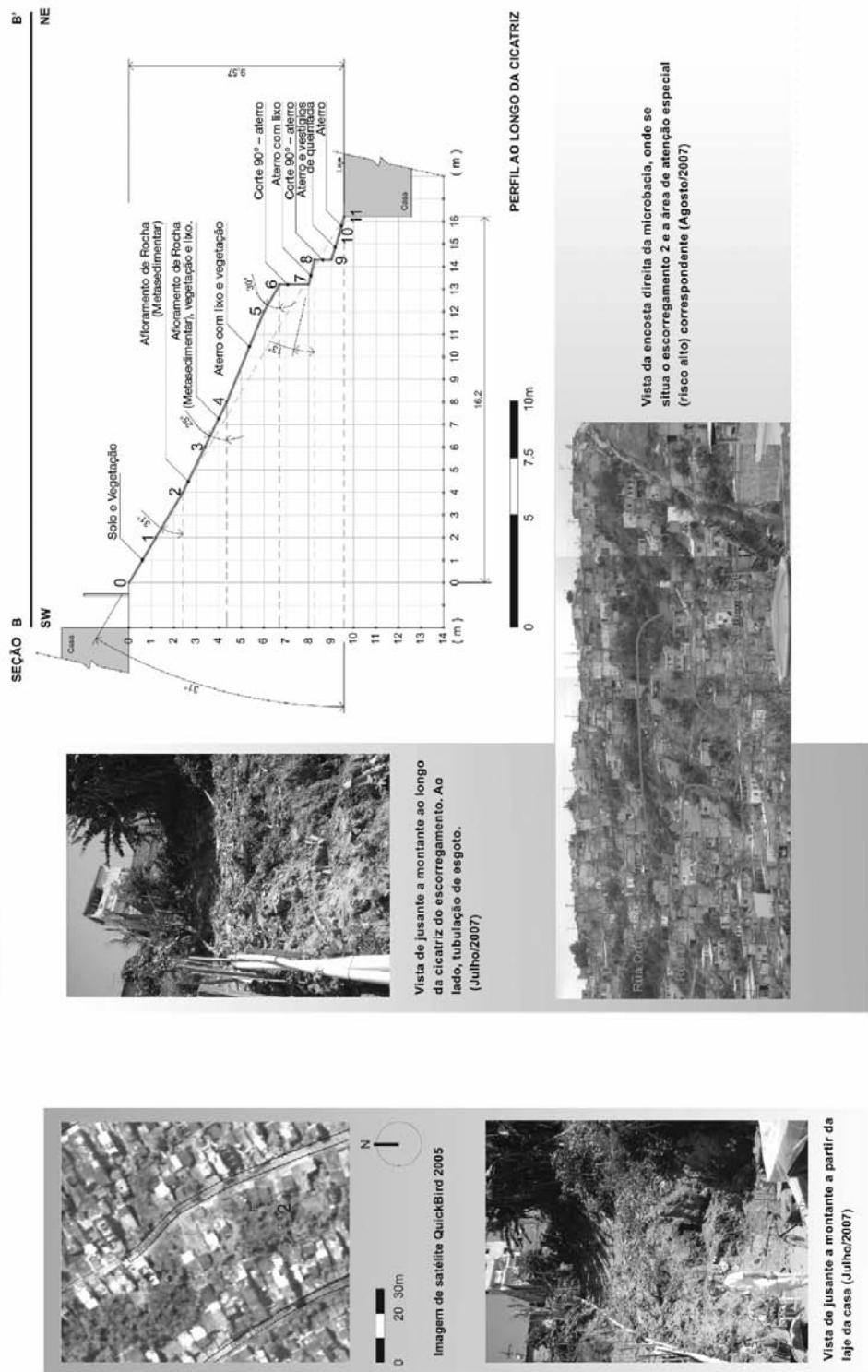


Fig. 9 – Exemplo de Cadastro: Prancha do Escorregamento 2.

Escorregamento 7

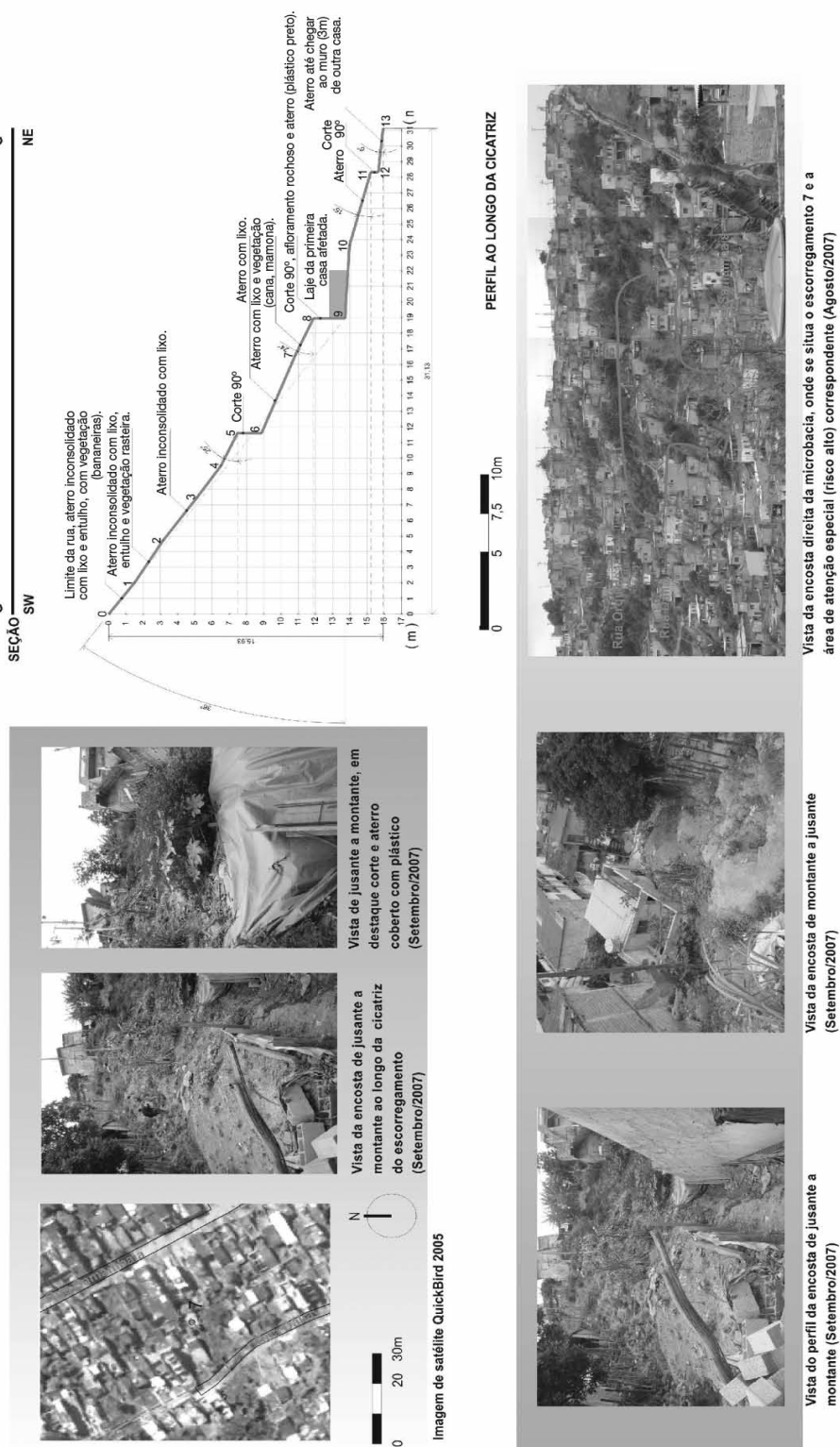


Fig. 10 – Exemplo de Cadastro: Prancha do Escorregamento 7.

6 – DISCUSSÃO

Neste item, seguindo o roteiro metodológico, são apresentados e discutidos o modelo fenomenológico, a suscetibilidade e o risco.

6.1 – Modelo fenomenológico

O modelo fenomenológico dos processos mais frequentes de escorregamentos corresponde ao resultado da análise dos condicionantes da instabilidade das encostas e que melhor explicam o comportamento destes processos. Predomina, nos movimentos de massa analisados, o tipo de escorregamento planar, com pequena espessura e forma retangular estreita, ou seja, o comprimento do escorregamento é bem superior à largura.

Na área de estudo estes escorregamentos ocorrem em encostas superiores a 30° (60%), em terrenos metassedimentares, mobilizando materiais de aterro com lixo e entulho. A deflagração dos escorregamentos nos períodos de chuva foi potencializada pela presença de fossas, encontradas nos escorregamento 2 e 3, águas servidas e de bananeiras plantadas na encosta. Tais elementos, principalmente as fossas, propiciaram a infiltração das águas que saturam os materiais. A saturação dos materiais do aterro propicia o aumento do peso e de sua componente tangencial instabilizadora, além de criar escoamentos subparalelos à encosta nos contatos entre os diversos materiais presentes, como tijolos, plásticos, papelão, garrafas, entre outros.

A instabilidade potencial das edificações tem como causa a movimentação destes aterros. A inclinação dos cortes e aterros ao longo dos perfis é em geral superior ao da inclinação original da encosta favorecendo a ocorrência de escorregamentos. Quanto maior esta inclinação maior é o volume mobilizado pelos cortes e aterros.

Uma síntese do modelo fenomenológico, integrando os condicionantes naturais e antrópicos pode ser assim apresentada:

- os metassedimentos, mais resistentes ao intemperismo e a erosão, que as formações metavulcânicas, predominam nas encostas com maiores declividades;
- as maiores declividades exigem maiores cortes para o assentamento das casas, produzindo maiores volumes de aterro;
- os volumes de aterro lançados com lixo e entulho encosta abaixo, constituem os maciços instáveis aos processos de escorregamento;
- alguns corpos de aterro são usados para implantação de fossas e lançamento de águas servidas, potencializando as instabilizações.

6.2 – Suscetibilidade

Tendo em vista o modelo fenomenológico acima descrito, considerou-se a declividade como o principal fator a ser considerado no zoneamento de áreas com diferentes suscetibilidades aos escorregamentos.

A declividade acima de 30° (60%) foi considerada como o principal critério da definição de suscetibilidade elevada. A declividade igual ou inferior a 5° (10%) é relativa aos topos dos morros e fundo de vale, e definiu a classe de suscetibilidade baixa. A declividade no intervalo entre 5° a 30° refere-se a classe de suscetibilidade média.

Embora haja uma tendência dos escorregamentos se darem predominantemente em rochas metassedimentares, suas áreas de ocorrência foram consideradas em segundo plano, tendo em vista que os contatos com os terrenos metavulcânicos são transicionais e há intercalações destas litologias. Além disso, por causas provavelmente neotectônicas, há áreas de menores declividades constituídas por rochas metassedimentares, não apresentando suscetibilidade elevada. O Quadro 2 apresenta a matriz de classificação da suscetibilidade.

Quadro 2 – Classes de suscetibilidade a escorregamentos da microbacia Taquara do Reino.

SUSCETIBILIDADE	ALTA	MÉDIA	BAIXA
Declividade	> 30°	> 5° e ≤ 30°	≤ 5° (topos e fundo de vale)
Litologia	metassedimentar e metavulcânica	metassedimentar, metavulcânica, gnaiss e aluvião	

Entretanto, deve-se ponderar que a suscetibilidade aos escorregamentos embora determinada a partir de condicionantes naturais, tais condicionantes não são exclusivamente determinantes, pois a suscetibilidade somente é de fato adquirida pelos terrenos como resultado das práticas inadequadas de uso do solo, realizadas na microbacia, destacando-se os cortes significativos e volumes de aterros correspondentes. A Figura 11 apresenta o mapa das áreas de suscetibilidade da microbacia.

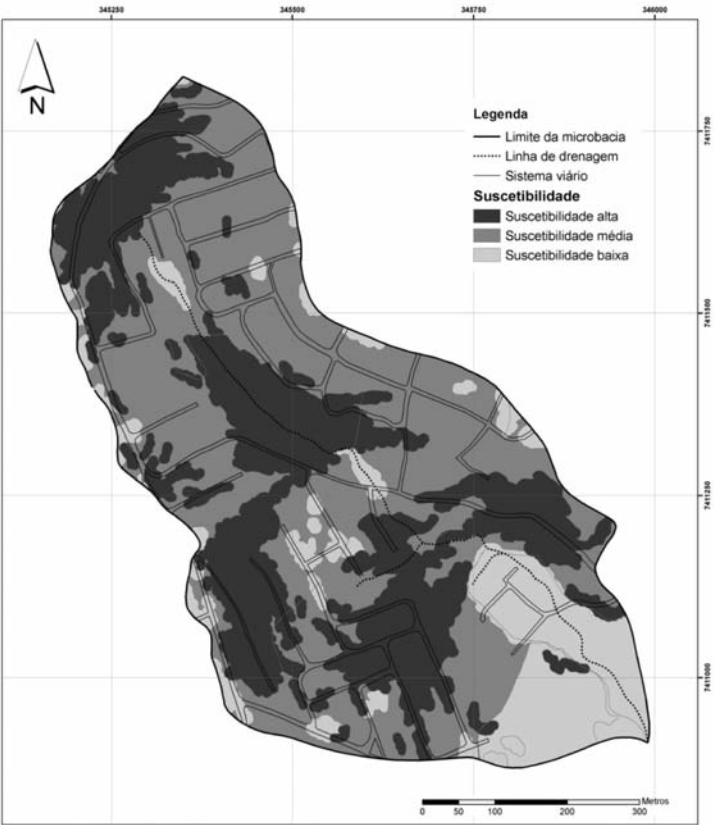


Fig. 11 – Mapa de suscetibilidade da microbacia.

6.3 – Zoneamento de risco

A Figura 12 apresenta o mapa de zoneamento de risco com base no cruzamento do mapa de suscetibilidade com o mapa de uso do solo. Neste mapa, as áreas de risco foram definidas como: risco alto, médio e baixo.

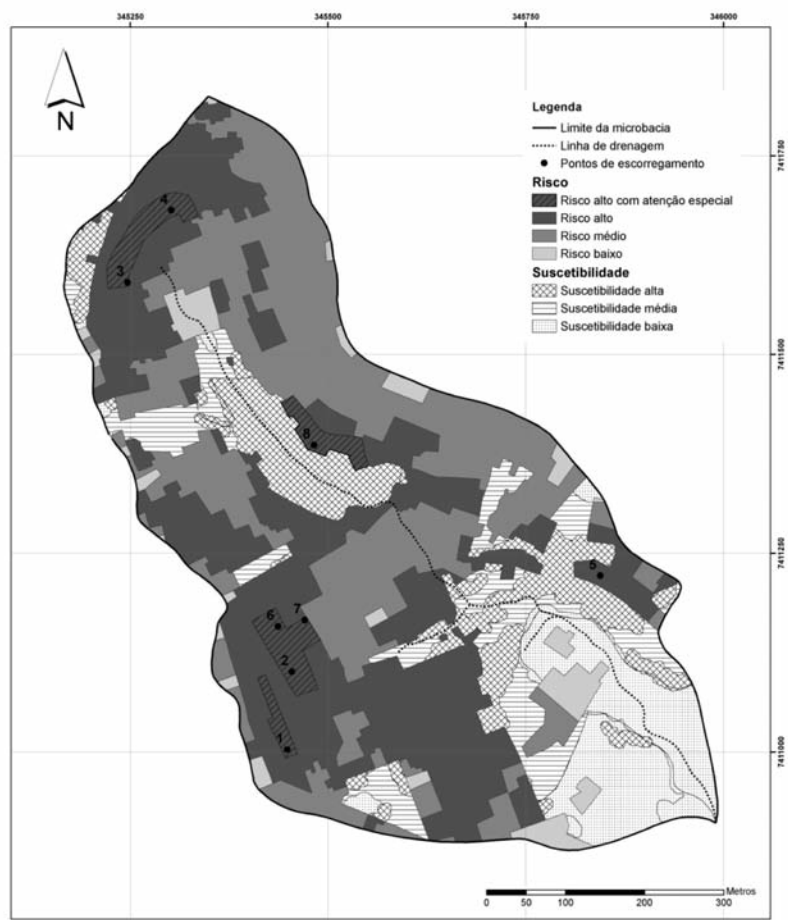


Fig. 12 – Mapa de zoneamento de risco e suscetibilidade a escorregamentos da microbacia.

Na classe de risco alto foram destacadas áreas de atenção especial, delimitadas no entorno dos escorregamentos cadastrados, onde os fatores geoambientais, condicionantes dos processos, persistem lateralmente.

As classes de suscetibilidade foram desconsideradas como risco, pois não há uso do solo associados a estas unidades. Este mapa constitui um mapa síntese da análise geoambiental integrando áreas de suscetibilidade e de risco.

7 – CONCLUSÃO

A pesquisa realizada na microbacia Taquara do Reino, para caracterizar o comportamento geoambiental das áreas de risco a escorregamentos nos loteamentos do Recreio São Jorge e Novo

Recreio, revelou que a ação antrópica tem papel fundamental na criação do risco geológico. Esta situação reflete assentamentos urbanos inadequados na microbacia, favorecendo a manifestação dos escorregamentos.

No que se refere ao condicionante natural, as áreas de instabilização estão basicamente vinculadas às declividades maiores que 30° (60%), e sua alta frequência de acidentes está relacionada, principalmente, à forma como as encostas são ocupadas, com cortes e produção de aterros não compactados ou solos lançados, com entulho e lixo. Nas áreas de encostas foi verificado que os escorregamentos são planares e mobilizam esses materiais.

O modelo fenomenológico identificou que as encostas com maiores declividades exigem maiores cortes para o assentamento das casas, que por sua vez, produzem maiores volumes de aterro que, sendo lançados nas maiores declividades, favorecem os escorregamentos.

A análise geoambiental da microbacia permitiu identificar as áreas mais suscetíveis a escorregamentos que, cruzadas com as áreas de uso do solo, permitiu elaborar um zoneamento de risco.

O produto final, de síntese, apresenta num mesmo mapa o zoneamento de risco e o de suscetibilidade a escorregamentos. Desta maneira, este produto constitui o instrumento fundamental para qualquer ação na microbacia desde os preventivos, como os de um PPDC (Planos Preventivos de Defesa Civil) até as de um planejamento urbano. Espera-se que os resultados obtidos viabilizem a implantação de medidas de controle do risco na microbacia. Neste sentido, Sato (2008) utilizou de condicionantes geoambientais, que deram suporte ao desenvolvimento de uma proposta aplicativa de planejamento urbano na mesma área da microbacia.

8 – AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem ao Laboratório de Geoprocessamento da Universidade de Guarulhos pelo apoio técnico e disponibilização de dados, e à Prefeitura de Guarulhos, pelo apoio fornecido em disponibilizar relatórios técnicos sobre as áreas de risco no município de Guarulhos.

Agradecem também à Coordenadoria de Estudos e Normas Pedagógicas (CENPE) – Secretaria da Educação do Estado de São Paulo, pela Bolsa Mestrado da Rede Pública de Ensino de São Paulo, à primeira autora.

9 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Ab'Sáber, A. N. (1969). *Um conceito de geomorfologia a serviço das pesquisas sobre o quaternário. Geomorfologia*. IG-USP. vol.18. São Paulo, Brasil.
- Andrade, M. R. M. (1999). *Cartografia de Aptidão para Assentamento Urbano do Município de Guarulhos/SP*. Dissertação (Mestrado em Geografia). Faculdade de Filosofia, Letras e Ciências Humanas da Universidade de São Paulo. São Paulo. 154p.
- Augusto Filho, O. (1992). Caracterização geológico-geotécnica voltada à estabilização de encostas: uma proposta metodológica. In: CONFERÊNCIA BRASILEIRA SOBRE ESTABILIDADE DE ENCOSTA, 1., Rio de Janeiro, Anais. Rio de Janeiro: ABMS / ABGE / PCRJ, 1992a. vol. 2, pp. 721-733.
- Brasil. Lei nº 6.766, de 19 de dezembro de 1979 – Dispõe sobre o parcelamento do solo urbano e dá outras providências. *Diário Oficial [da] República Federativa do Brasil*, Brasília, DF, 20

dez. 1979. Disponível em: <http://www.planalto.gov.br/ccivil_03/Leis/L6766.htm>. Acesso em: 22 nov. 2006.

Brasil. Lei nº 4.771, de 15 de setembro de 1965 – Institui o novo código florestal. *Diário Oficial [da] República Federativa do Brasil*, Brasília, DF, 16 dez. 1965. Disponível em: <http://www.planalto.gov.br/ccivil_03/Leis/L4771.htm>. Acesso em: 22 nov. 2006.

Brasil. Ministério das Cidades. Secretaria Nacional de Programas Urbanos (2006). *Capacitação em mapeamento e gerenciamento de risco*. Brasília, DF.

Carvalho, C. S.; Galvão, T. (Orgs.) (2006). *Prevenção de riscos de deslizamentos em encostas: guia para elaboração de políticas municipais*. Brasília, DF: Ministério das Cidades.

Cerri, L. E. S. (1993). *Riscos geológicos associados a escorregamentos: uma proposta para a prevenção de acidentes*. 1993. 197 f. Tese (Doutorado em Geociências – Geociências e Meio Ambiente) - Instituto de Geociências e Ciências Exatas, Universidade Estadual Paulista, Rio Claro.

Gomes, G. L. C. C. (2008). *Análise geoambiental de áreas de risco a escorregamentos nos loteamentos do Recreio São Jorge e Novo Recreio, no município de Guarulhos – SP*. 2008. 97 f. Dissertação (Mestrado em Análise Geoambiental) – Universidade de Guarulhos, Guarulhos/SP, Brasil.

Guarulhos (Município). Secretaria de Habitação. (2004a). *PMRR: Plano Municipal de Redução de Riscos*. Guarulhos: Prefeitura Municipal de Guarulhos.

Guarulhos (Município) (2004b). *Mapeamento de riscos em áreas de encostas e margens de córregos em favelas no município de Guarulhos: Recreio São Jorge e Jardim Novo Recreio*. Guarulhos: Rosa e Bindone.

Guarulhos. Lei nº 6.253, de 24 de maio de 2007 – Dispõe sobre o uso, a ocupação e o parcelamento do solo no Município de Guarulhos e dá providências correlatas. *Diário Oficial [do] Município de Guarulhos*, Guarulhos, SP, 25 mai. 2007. Disponível em: <http://www.guarulhos.sp.gov.br/06_prefeitura/leis/leis_download/06253lei.pdf> Acesso em: 30 mai. 2007.

Lacava, M. A. (2007). *Comportamento hídrico de superfície da bacia do rio Cabuçu de Cima, Parque Estadual da Cantareira, Guarulhos, SP*. Guarulhos, 2007. 71 f. Dissertação (Mestrado em Análise Geoambiental Aplicada) – Universidade de Guarulhos, Guarulhos/SP, Brasil.

Macedo, E. S. (2001). *Elaboração de cadastro de risco iminente relacionado a escorregamentos: avaliação considerando experiência profissional, formação acadêmica e subjetividade*. 275 f. Tese (Doutorado em Geociências) - Instituto de Geociências e Ciências Exatas, Universidade Estadual Paulista, Rio Claro.

Oliveira, A. M. S.; Brito, S. N. A. (Eds.) (1998). *Geologia de engenharia*. São Paulo: Associação Brasileira de Geologia e Estatística.

Oliveira, A. M. S. et al. (2004). *Diagnóstico ambiental para o manejo sustentável do núcleo Cabuçu do Parque Estadual da Cantareira e áreas vizinhas do município de Guarulhos*. Guarulhos: UnG, Relatório da Fase II do Projeto Cabuçu UnG / FAPESP. 35 p.

Oliveira, A. M. S. et al. (2005). *Diagnóstico ambiental para o manejo sustentável do núcleo Cabuçu do Parque Estadual da Cantareira e áreas vizinhas do município de Guarulhos*. Guarulhos: UnG, Relatório Final do Projeto Cabuçu UnG / FAPESP. 108 p.

- Queiroz, W. D. (2005). *Impactos geoambientais da ocupação urbana na microbacia do Córrego Taquara do Reino – Bairro Novo Recreio, Município de Guarulhos, SP*. 2005. 41 f. Monografia (Especialização em Gestão Ambiental) - Universidade de Guarulhos, Guarulhos/SP, Brasil.
- Ruiz, M. D.; Guidicini, G. (1998). Introdução. In: OLIVEIRA, A. M. dos S.; BRITO, S. N. A. de. (Eds.). *Geologia de engenharia*. São Paulo: Associação Brasileira de Geologia e Estatística, p. 1-5.
- Sato, S. E. (2008). *Proposta de urbanização com base nos condicionantes geoambientais dos loteamentos do Recreio São Jorge e Novo Recreio, Região do Cabuçu, Guarulhos, SP*. 2008. 68 f. Dissertação (Mestrado em Análise Geoambiental) – Universidade de Guarulhos, Guarulhos/SP, Brasil.
- Tominaga, L. K. (2007). *Avaliação de terreno para análise de perigos e riscos associados a escorregamentos: aplicação em Ubatuba*. 2007. 200 f. Tese (Doutorado em Ciências – Geografia Física) - Faculdade de Filosofia, Letras e Ciências Humanas, Universidade de São Paulo, São Paulo, Brasil.

NOTA TÉCNICA



FACTOR DE QUALIDADE EM ROCHAS ORNAMENTAIS COM BASE EM ENSAIOS MECÂNICOS E ENVELHECIMENTO ARTIFICIAL

Quality index of natural stones based on mechanical tests and artificial ageing

Joaquim Simão*

Cristina Carvalho**

Zenaide Silva***

António Casal Moura****

RESUMO –As rochas ornamentais em geral, incluindo as rochas graníticas, quando utilizadas em centros urbanos, entram processo de alteração acelerada, uma vez expostas a atmosferas poluídas. Para estudar estes efeitos realizaram-se ensaios de caracterização física e mecânica e ensaios de envelhecimento acelerado com soluções ácidas (HCl, H₂SO₄ e HNO₃) conjugados com ensaios de gelividade nos granitos de Monção, Vila Real, Castelo de Vide e de Monforte, Gabro de Odivelas e Sienito Nefelínico de Monchique. Calculou-se a percentagem de decréscimo das propriedades das rochas relativamente ao valor inicial e um factor de qualidade Q. Os resultados obtidos forneceram indicações sobre as degradações sofridas pelas rochas, prevendo o seu comportamento quando utilizadas em circunstâncias semelhantes. O conhecimento sobre estas rochas no que diz respeito às limitações do ponto de vista tecnológico traduz-se numa garantia de qualidade para os produtos da indústria de rochas ornamentais.

SYNOPSIS – Granitic rocks and other rock types used as dimension stones become easily altered once exposed to the atmosphere in urban centres and this process can be accelerated depending on how polluted the atmosphere is. In order to define the specific effects on rocks, several different experiments were carried on covering mechanical and physical tests, after promoting artificial ageing caused by acid environments (HCl, H₂SO₄, HNO₃), combined with freeze and thaw exposure. The rocks used in the experiments were: Monção, Vila Real, Castelo de Vide and Monforte granites and other undersaturated rocks (Gabbro from Odivelas and the Monchique Nepheline Syenite). The decrease of rock property values (in percentage) relative to the initial values and the quality factor Q were determined. This relationship indicates the degradation experienced by each rock under similar natural environments and the constraints for the rock uses. This type of data represents a quality warranty for the natural stone industry.

PALAVRAS CHAVE – Rochas ornamentais, ensaios tecnológicos, factor de qualidade, envelhecimento acelerado.

* Professor Auxiliar, Departamento de Ciências da Terra, Universidade Nova de Lisboa.

E-mail: jars@fct.unl.pt

** Técnico Superior Principal, INETI, Laboratório de S. Mamede de Infesta.

E-mail: cristina.carvalho@ineti.pt

*** Professor Associado com Agregação, Departamento de Ciências da Terra, Universidade Nova de Lisboa.

E-mail: zcs@fct.unl.pt

**** Ex-Acessor Principal, INETI, Laboratório de S. Mamede de Infesta. E-mail: casal.moura@ineti.pt

1 – INTRODUÇÃO

As implicações tecnológicas resultantes da alteração e alterabilidade de rochas silicatadas, tidas como pouco vulneráveis em ambientes poluídos, são um tema de importância crescente na sociedade actual.

Recentemente verificou-se que algumas rochas graníticas utilizadas como rocha ornamental, com aplicação em centros urbanos, entraram em processo de alteração acelerada quando expostas a ambientes atmosféricos poluídos.

São também conhecidos diferentes aspectos de alteração química e mecânica em vários tipos de rochas silicatadas encontradas nas fachadas de edifícios em diferentes cidades da Europa, como Lisboa, bem como aspectos particulares de alteração em algumas das rochas ígneas portuguesas.

As rochas seleccionadas para este estudo são os granitos de Monção, de Vila Real, de Castelo de Vide (“Branco Caravela”) e de Monforte, o Gabro de Odivelas e o Sienito Nefelínico de Monchique.

Após estudos petrográficos e ensaios de caracterização física e mecânica, as rochas foram submetidas a ensaios de envelhecimento acelerado com soluções ácidas (HCl, H₂SO₄ e HNO₃) conjugados com ensaios de gelividade em câmara de gelo-degelo. Foram efectuados ensaios de resistência à flexão sob carga centrada e medições de frequência de ressonância longitudinal de forma sistemática nas amostras das diferentes rochas antes e após gelo-degelo e, também, associando este teste com a exposição prévia a soluções acidificadas durante 45 e 90 dias.

Os resultados obtidos forneceram indicações sobre as degradações sofridas pelas rochas submetidas a ensaio, fazendo prever o seu comportamento quando utilizadas em circunstâncias naturais semelhantes e em locais onde rochas do mesmo tipo foram ou possam vir a ser aplicadas. Na tentativa de avaliar qualitativamente a resposta de cada rocha às condições ensaiadas, a representatividade dos valores foi calculada através da percentagem de decréscimo da propriedade relativamente ao valor inicial obtido e com base num factor de qualidade Q.

Os estudos e considerações sobre a alteração e alterabilidade das rochas ígneas ornamentais pretendem, por um lado, encontrar relações entre materiais litológicos semelhantes mas com diferentes origens e, por outro, dar apoio na definição de aplicações adequadas para esses materiais. Permitem, também, identificar de que modo factores como a composição mineralógica, a textura, o estado inicial de alteração, as condições climáticas e os poluentes atmosféricos, actuando isoladamente ou em conjunto, provocam a instabilidade dos minerais, alterando as propriedades físicas e mecânicas das rochas.

Entende-se que a indústria das rochas ornamentais pode beneficiar com este tipo de estudos pelo facto de, a par do conhecimento tecnológico dos materiais que produz e comercializa, também permitir adoptar uma atitude de garantia de qualidade para os seus produtos.

2 – CARACTERIZAÇÃO PETROGRÁFICA DAS ROCHAS ÍGNEAS ORNAMENTAIS

As amostras de rochas utilizadas na realização dos estudos petrográficos, mineralógicos e nos ensaios de caracterização física e mecânica e de envelhecimento acelerado foram obtidas em pedreiras exploradas por diferentes empresas da indústria extractiva de rochas ornamentais.

O estudo petrográfico envolveu uma descrição macroscópica das rochas em amostra de mão, descrição ao microscópio petrográfico e estudo dos minerais essenciais, em microsonda electrónica.

No Quadro 1 e com base em Simão (2003) resumem-se as principais características mineralógicas e petrográficas das rochas ígneas ornamentais seleccionadas para este estudo.

Indica-se, também, a sua designação comercial, as empresas exploradoras e transformadoras de cada tipo litológico e a localização geográfica das pedreiras.

As características gerais destas pedreiras e os diferentes tipos de exploração estão descritos em Moura (2000), <http://rop.ineti.pt/rop/> (2007) e Vários (1983/4/5 e 1995).

Quadro 1 – Resumo das principais características mineralógicas e petrográficas das rochas ígneas ornamentais estudadas.

Nome da Rocha	Granito de Monção	Granito de Vila Real	Granito de Castelo de Vide	Granito de Monforte	Gabro de Odivelas	Sienito nefelínico de Monchique
Designação comercial	Cristal Rosa	Amarelo Vila Real ou Amarelo Real	Granito Branco Caravela	Forte Rosa	Preto Odivelas	Cinzento Monchique
Empresa exploradora	Mármore Longarito	JMM	Granitos de Maceira	Granisintra	Ferbritas	Sienave
Localização Geográfica	Sanfins (Concelho de Valença)	S. Tomé do Castelo (Concelho de Vila Real)	Cancho de S. Lourenço, (Concelho de Castelo de Vide)	Maciço de Santa Eulália (Concelho de Monforte)	Odivelas (Concelho de Ferreira do Alentejo)	Nave de Monchique, (Algarve)
Descrição Macroscópica	Granito calcialcalino com textura fanerítica de grão grosseiro a médio, porfiróide, leucocrata, biotítico, de cor rosada homogénea	Textura fanerítica de grão médio a grosseiro, por vezes porfiróide, leucocrata, de duas micas, moscovítico e com alteração intensa que lhe confere tom amarelado	Granito de cor branca, com textura fanerítica de grão médio a grosseiro, porfiróide, com duas micas (predominando a biotite), com fenocristais de feldspato	Granito com textura fanerítica de grão médio, homogénea, leucocrata, tonalidade rósea-avermelhada, biotítico	Gabro olivínico de cor negra acinzentada, melanocrata, com textura fanerítica de granularidade média, homogénea	Sienito com textura fanerítica de grão médio a grosseiro, leucocrata, com tonalidade geral cinzenta
Descrição Microscópica	Textura holocristalina, hipidiomórfica granular	Textura holocristalina, hipidiomórfica granular com tendência porfiróide, com alteração intensa dos feldspatos	Textura holocristalina, hipidiomórfica granular, porfiróide, algo tectonizada, com intensa caulinição nos feldspatos	Textura holocristalina, hipidiomórfica, granular, ligeiramente fracturada	Textura holocristalina, hipautomórfica granular	Textura holocristalina, hipidiomórfica granular, com alguma microfracturação e caulinição
Minerais essenciais	Quartzo (25 %) microclina pertítica (35%) plagioclase, An _{14,5} (27%) biotite (10%)	Quartzo (27%) plagioclase An ₇₋₁₂ (26%) microclina (30%) biotite (6%) moscovite (10%)	Quartzo (32%) microclina pertítica (36%) plagioclase, An _{2,6} , albite (16%) biotite (12%) moscovite (2%)	Microclina pertítica (42%), plagioclase albite, An _{3,6} , (18%) quartzo (22%) biotite (13%)	Plagioclase, labradorite, An ₃₉₋₆₃ (66%) piroxena, augite (24%), olivina, Fa ₂₈ , (8%)	Ortoclase caulinição (45%), microclina, albite (2%) nefelina (22%) aegirina-augite (10%) esfena (8%) biotite (6%)

Na Figura 1 pode observar-se o aspecto macroscópico das rochas ornamentais *in situ* e após polimento, assim como fotografias das mesmas em lâmina delgada ao microscópio petrográfico.

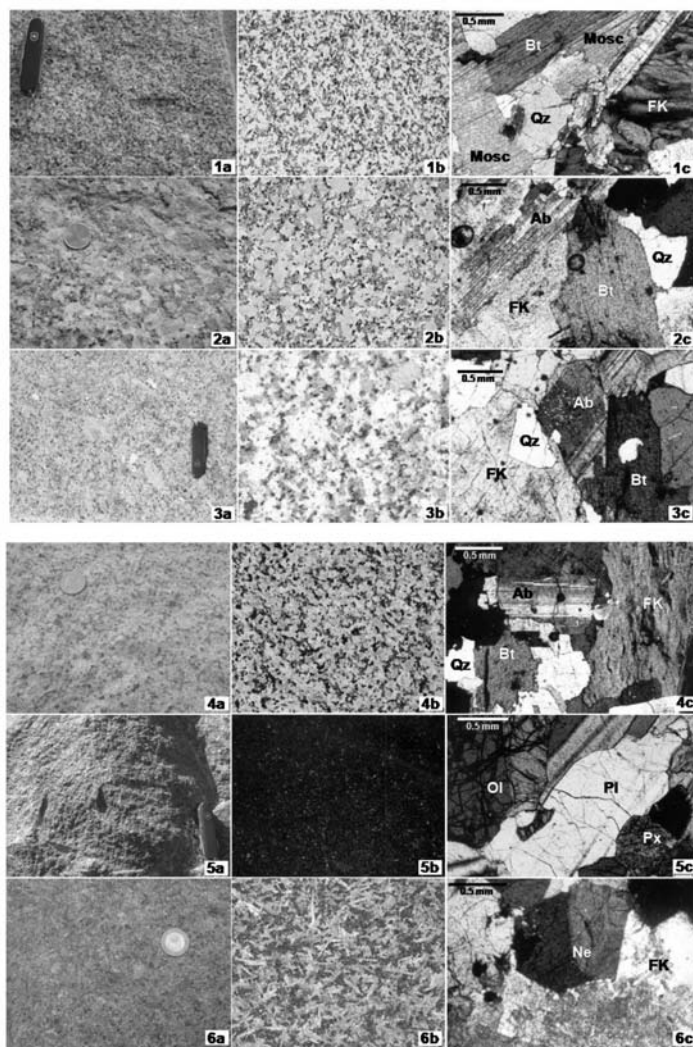


Fig. 1 – Aspecto macroscópico do Vila Real (1), Granito de Monção (2), Castelo de Vide (3), Monforte (4), Gabro de Odivelas (5) e Sienito nefelínico de Monchique (6), frescos *in situ* (a) e após polimento (b, à escala natural) e respectivas microfotografias (c) em nicóis X (Pl – plagioclase, labradorite, Ol – olivina, Px – piroxena, Bt – biotite, FK – feldspato potássico, Ab – albite, Mosc – moscovite, Qz – quartzo, Ne – nefelina).

3 – METODOLOGIA E RESULTADOS EXPERIMENTAIS

3.1 – Ensaio de caracterização físico-mecânica e de envelhecimento acelerado

Os ensaios de caracterização física e mecânica foram realizados no Laboratório do INETI (Porto), em conformidade com metodologias baseadas nas Normas Europeias de ensaios para pedra natural. Foram levados a cabo em rochas frescas e após ensaios de envelhecimento acelerado.

Os ensaios estão descritos detalhadamente nas normas europeias constantes na 2ª coluna do Quadro 2, pelo que apenas se faz uma breve descrição dos ensaios de envelhecimento acelerado (resistência ao gelo e ataques ácidos) e daqueles realizados de um modo sistemático para avaliação do comportamento das rochas — resistência à flexão sob carga centrada e frequência de ressonância longitudinal fundamental. A selecção destes dois ensaios para a avaliação dos efeitos do envelhecimento acelerado sobre as rochas analisadas, teve como base o facto de serem os previstos, na maioria das normas de ensaios de envelhecimento acelerado sobre pedras naturais, para efectuar essa monitorização e avaliação.

A resistência à flexão sob carga centrada permite determinar o valor máximo da tensão de flexão de um provete, a partir da qual se dá a respectiva rotura, quando o mesmo é submetido a um aumento uniforme de carga. O procedimento correspondente funciona como um ensaio de caracterização ou como um ensaio tecnológico sobre elementos de construção que se destinam a ser utilizados em condições de solicitação à flexão, como poderá ser o caso das unidades de alvenaria, das lajes e guias para pavimentos exteriores, das placas para revestimento de paredes e para pavimentos e degraus, dos ladrilhos modulares e da cantaria dimensionada. Este ensaio aplica-se em provetes de materiais rochosos de forma paralelepípedica e secção rectangular ou quadrada.

A determinação da frequência de ressonância longitudinal fundamental de pedras naturais é aplicada em provetes prismáticos (de secção quadrada ou rectangular) ou cilíndricos, cujo comprimento deve ser, pelo menos, o dobro da maior dimensão da secção. Para uma dada voltagem, cada provete é submetido a vibrações discretas de um intervalo predefinido de frequências, nas quais se pressupõe estar situada a sua frequência de ressonância. No decurso do varrimento existem perdas na voltagem inicialmente definida, excepto nas proximidades da frequência de ressonância do provete, nas quais ocorre um incremento, que se torna máximo no momento em que essa frequência é atingida. O pico de voltagem é detectado e o correspondente valor da frequência de ressonância registado. Este ensaio, para além de possibilitar a determinação do módulo de elasticidade dinâmico da rocha (módulo de Young), permite monitorizar e avaliar os efeitos provocados por ensaios de envelhecimento acelerado, como é o caso do ensaio de resistência ao gelo.

A determinação da resistência ao gelo é um dos ensaios que integra o grupo dos ensaios de durabilidade. Aplica-se em provetes prismáticos de pedras naturais, tendo como objectivo avaliar as alterações nelas provocadas (na sua aparência visual e/ou nas suas características físico-mecânicas) quando submetidas a ciclos sucessivos de gelo-degelo. Cada ciclo é constituído por 6 horas de imersão em água a temperaturas positivas (degelo) e 6 horas, ao ar, a temperaturas abaixo dos 0°C (gelo). Neste estágio, a água que penetrou nas fissuras e poros abertos irá congelar aumentando de volume, fenómeno que com o decurso dos ciclos poderá provocar alteração estrutural da rocha (fissuração, desagregação, etc.) e, consequentemente, inaptidão no seu desempenho em obra. É, pois, um ensaio fundamental sempre que se pretenda utilizar uma rocha em aplicações exteriores de zonas com clima que inclua períodos regulares com temperaturas negativas.

A metodologia de envelhecimento acelerado adoptada, descrita em Simão (2003) e Simão e Carvalho (2005), teve como objectivo avaliar a degradação sofrida pelas amostras das rochas ígneas estudadas, após se submeterem provetes: a) somente a 25 ciclos de gelo-degelo, ou b) após imersão durante 45 e 90 dias, separadamente, em 3 soluções ácidas com a concentração de 0,25% (v/v) de HCl, de HNO₃ e de H₂SO₄, seguido de 25 ciclos de gelo-degelo. As 3 soluções foram preparadas a partir da diluição dos seguintes 3 ácidos concentrados: HCl a 37%, HNO₃ a 65% e H₂SO₄ a 98%. Resumidamente, de cada uma das rochas estudadas, foram serrados 24 provetes paralelepípedicos, com as dimensões de (30 x 30 x 180) mm e com uma das faces maiores com acaba-

mento polido. Os 24 provetes de cada rocha foram divididos em 8 conjuntos de 3 provetes cada. Um conjunto não foi submetido a qualquer tipo de envelhecimento acelerado – “rocha fresca” (Quadro 3). Outro conjunto foi sujeito, unicamente, a 25 ciclos de gelo-degelo. Para cada uma das soluções ácidas preparadas (HCl, H₂SO₄ e HNO₃) foram utilizados 2 dos conjuntos constituídos: um para imersão durante 45 dias e outro durante 90 dias. A imersão nas soluções ácidas foi levada a cabo da seguinte forma: os provetes foram mergulhados apenas até uma profundidade de 4 mm (medidos a partir da sua base) e com a face polida voltada para baixo (em contacto com a solução ácida), em conformidade com a orientação que a rocha irá ter quando aplicada em obra. Em qualquer dos casos (exposição durante 45 e 90 dias) as soluções ácidas foram renovadas a cada 15 dias. Posteriormente, submeteram-se estes 6 conjuntos a 25 ciclos de gelo-degelo. Foi medida a frequência de ressonância longitudinal paralela à face polida, dos 8 conjuntos constituídos. Finalmente, determinou-se a resistência à flexão sob carga centrada em todos os provetes, com a força exercida perpendicularmente à face vista em obra (face polida).

3.2 – Resultados experimentais

As características físico-mecânicas das rochas, enquanto frescas, estão patentes no quadro a seguir apresentado (Quadro 2).

Tal como descrito anteriormente, foram realizados ensaios de determinação da frequência de ressonância longitudinal e da resistência à flexão sob carga centrada, antes e após 25 ciclos de gelo-degelo e após combinações de ataques com soluções ácidas e 25 ciclos de gelo-degelo, com o objectivo de comparar os efeitos de ambientes agressivos, como a acção de climas frios e de chuvas ácidas. Os resultados obtidos encontram-se sintetizados no Quadro 3. Estes ensaios permitiram um conhecimento quantitativo das variações ocorridas na estrutura dos provetes e componentes mineralógicos, fazendo estimar o comportamento das rochas quando utilizadas em circunstâncias naturais semelhantes e em locais onde rochas do mesmo tipo foram ou possam vir a ser utilizadas.

A representatividade dos valores, de modo a poderem indiciar danos nas amostras, foi tratada tendo em conta limites habitualmente admitidos para as variações percentuais respectivas e alguns pressupostos, tais como: todos os ensaios foram efectuados após secagem dos provetes a massa constante; a amplitude da respectiva variação foi calculada através da percentagem de decréscimo da propriedade, relativamente ao valor inicial obtido; as variações consideradas significativas referem-se, genericamente, a valores em que a resistência à flexão sob carga centrada e a frequência de ressonância decresceram mais de 10% relativamente aos seus valores iniciais. No entanto para esta avaliação foi, fundamentalmente, tido em consideração o conceito a seguir desenvolvido – “Factor de Qualidade Q” (Quadro 3 e Gráficos 1 e 2).

Na tentativa de avaliar qualitativamente a resposta de cada rocha às condições ensaiadas, foi também adaptado um recurso semelhante ao “factor de qualidade Q”, proposto por Perrier e Bouineau (1997), e adaptado por Moura e Carvalho (2001), partindo do princípio que o valor do aumento de degradação tem comportamento logarítmico em qualquer dos ensaios utilizados para a sua avaliação.

O algoritmo utilizado foi o seguinte:

$$Q = \frac{1}{\log A - \log A'}$$

em que:

A - é o valor inicial da propriedade

A' - é o valor da propriedade após exposição dos provetes a determinado tipo de ensaio de envelhecimento acelerado.

Quadro 2 – Resumo das propriedades físicas e mecânicas das rochas frescas.

Propriedades físicas e mecânicas	Norma Europeia	GRCV	GRVR	GRMÇ	GRMF	GbOdiv	SN
Resistência à compressão (MPa)	EN 1926	169	81	140	210	138	103
Resistência à flexão sob carga centrada (MPa)	EN 12372	15,0	6,3	16,5	18,1	28,4	15,0
Massa volúmica aparente (kg/m ³)	EN 1936	2640	2600	2640	2610	2880	2540
Absorção de água à pressão atmosférica (%)	EN 13755	0,2	0,7	0,3	0,2	0,0	0,4
Porosidade aberta (%)	EN 1936	0,6	1,9	0,8	0,5	0,0	0,9
Coefficiente de dilatação linear térmica (valor máximo – $n \times 10^{-6} / ^\circ\text{C}$)	EN 14581 (adaptada)	8,4	7,1	6,5	9,8	6,0	13,8
Resistência ao desgaste Amsler-Laffon (mm de desgaste/m de percurso)	EN 14157	0,1/200	0,7/200	0,2/200	0,3/200	0,5/200	0,5/200
Resistência ao choque (Joules)	EN 14158	5	6	7	5-6	6	5

Da fórmula anterior deduz-se que, não ocorrendo qualquer variação, o factor Q é infinito (∞) e por isso, quanto menores forem as variações sofridas maiores serão os valores de Q. Deste modo, menor variação do valor da propriedade significa maior qualidade e vice-versa. O cálculo de Q resultante da avaliação da variação da resistência à flexão sob carga centrada e da frequência de ressonância (Quadro 3 e Gráficos 1 e 2) possibilitou distinguir conjuntos de valores para as diferentes rochas após acção de gelo-degelo isolada, ou após ataque com cada solução ácida. Com base nos pendores observados nos Gráficos 1 e 2, nos troços definidos pelos pontos dos Factores Q para diferentes condições de envelhecimento acelerado, após a sua re-ordenação por ordem decrescente do Factor Q, foram constituídos 3 grupos: grupo de amostras mais afectadas e com factor de qualidade baixo ($Q \leq 20$); grupo de amostras pouco afectadas com factor de qualidade intermédio ($20 < Q < 30$) e grupo de amostras menos afectadas e com factor de qualidade alto ($Q \geq 30$). É de salientar que a definição destes grupos foi consubstanciada pelas percentagens de decréscimo, quer da resistência à flexão, quer da frequência de ressonância, relativamente aos valores obtidos para a rocha fresca. Na generalidade, decréscimos $\geq 10\%$ correspondem a $Q \leq 20$; decréscimos entre 8 e 9% correspondem a $20 < Q < 30$; decréscimos $< 8\%$ correspondem a $Q \geq 30$.

Após 25 ciclos de gelo-degelo simples, as rochas demonstraram, de um modo geral, baixa percentagem de variação quer da resistência à flexão sob carga centrada, quer da frequência de ressonância e, consequentemente, um factor de qualidade Q elevado. As excepções foram o Granito de Castelo de Vide (“Branco Caravela”), com um factor de qualidade intermédio para ambas as propriedades e o Granito de Vila Real, com um factor de qualidade baixo para a resistência à flexão sob carga centrada.

Quando se conjugaram as acções do gelo-degelo com as dos ataques ácidos, o Granito de Monforte e o Granito de Monção apresentaram um comportamento relativamente semelhante para a resistência à flexão sob carga centrada: diminuições significativas e um factor de qualidade baixo após 90 dias de ataque com qualquer das soluções acidificadas seguido de gelo-degelo. Para a frequência de ressonância o comportamento foi idêntico; no entanto, o Granito de Monforte revelou

Quadro 3 – Valores da resistência à flexão sob carga centrada e da frequência de ressonância longitudinal, factor de qualidade Q e respectiva Classe.

ROCHA	Amostra	Res. Flexão carga centrada			Frequência ressonância		
		(MPa)	factor Q	Classe Q	(Hz)	factor Q	Classe Q
Granito de Monção	rocha fresca	16,5	—	—	3459	—	—
	após 25 ciclos de gelo-degelo	15,7	47	≥ 30	3331	48	≥ 30
	45 dias HCl + gelo-degelo	15,0	25	$20 < Q < 30$	3259	33	$20 < Q < 30$
	45 dias H ₂ SO ₄ + gelo-degelo	15,2	29		3159	23	
	45 dias HNO ₃ + gelo-degelo	15,0	25	≤ 20	3050	17	≤ 20
	90 dias HCl + gelo-degelo	14,5	18		3117	20	
	90 dias H ₂ SO ₄ + gelo-degelo	14,4	17		3053	17	
	90 dias HNO ₃ + gelo-degelo	14,5	18		2950	14	
Granito de Monforte	rocha fresca	18,1	—	—	3555	—	—
	após 25 ciclos de gelo-degelo	17,2	41	≥ 30	3359	40	≥ 30
	45 dias HCl + gelo-degelo	16,9	32		3290	30	
	45 dias H ₂ SO ₄ + gelo-degelo	16,9	32		3288	29	$20 < Q < 30$
	45 dias HNO ₃ + gelo-degelo	16,5	24	$20 < Q < 30$	3221	23	
	90 dias HCl + gelo-degelo	16,0	18	≤ 20	3159	19	≤ 20
	90 dias H ₂ SO ₄ + gelo-degelo	15,9	17		3220	23	$20 < Q < 30$
	90 dias HNO ₃ + gelo-degelo	16,0	18		3091	16	≤ 20

ROCHA	Amostra	Res. Flexão carga centrada			Frequência ressonância		
		(MPa)	factor Q	Classe Q	(Hz)	factor Q	Classe Q
Granito de Castelo de Vide	rocha fresca	15,0	—	—	4509	—	—
	após 25 ciclos de gelo-degelo	13,4	21	$20 < Q < 30$	4137	27	$20 < Q < 30$
	45 dias HCl + gelo-degelo	13,2	18	≤ 20	4306	50	≥ 30
	45 dias H ₂ SO ₄ + gelo-degelo	13,6	24	$20 < Q < 30$	4180	30	
	45 dias HNO ₃ + gelo-degelo	13,6	24	≤ 20	4045	21	$20 < Q < 30$
	90 dias HCl + gelo-degelo	13,1	17		3700	12	≤ 20
	90 dias H ₂ SO ₄ + gelo-degelo	12,9	16		3228	7	
	90 dias HNO ₃ + gelo-degelo	12,4	12		2943	5	
Granito de Vila Real	rocha fresca	6,3	—	—	3955	—	—
	após 25 ciclos de gelo-degelo	4,6	16	≤ 20	3824	68	≥ 30
	45 dias HCl + gelo-degelo	4,8	9		3746	42	
	45 dias H ₂ SO ₄ + gelo-degelo	5,4	15		3089	9	
	45 dias HNO ₃ + gelo-degelo	4,7	8		2927	8	≤ 20
	90 dias HCl + gelo-degelo	4,6	7		2909	7	
	90 dias H ₂ SO ₄ + gelo-degelo	5,1	11		2679	6	
	90 dias HNO ₃ + gelo-degelo	4,5	7		2695	6	

melhor comportamento após 90 dias de ataque com a solução de H₂SO₄ seguido de gelo-degelo, com um factor de qualidade intermédio, enquanto que o Granito de Monção manifestou pior comportamento logo após 45 dias de ataque com a solução de HNO₃ seguido de gelo-degelo.

O Granito de Castelo de Vide (“Branco Caravela”) apresentou baixas variações dos valores e respectivo factor de qualidade elevado para a frequência de ressonância e somente em 2 situações: após 45 dias com HCl e H₂SO₄ seguido de gelo-degelo. Obteve maiores variações e factor de qualidade baixo após 90 dias para todos os ácidos + gelo-degelo, quer para a resistência à flexão

Quadro 3 – Valores da resistência à flexão sob carga centrada e da frequência de ressonância longitudinal, factor de qualidade Q e respectiva Classe. (Cont.)

ROCHA	Amostra	Res. Flexão carga centrada			Frequência ressonância		
		(MPa)	factor Q	Classe Q	(Hz)	factor Q	Classe Q
Sienito Nefelinico de Monchique	rocha fresca	15,0	—	—	4002	—	—
	após 25 ciclos de gelo-degelo	14,0	34	≥ 30	3758	37	≥ 30
	45 dias HCl + gelo-degelo	13,8	28	20 < Q < 30	3634	24	20 < Q < 30
	45 dias H ₂ SO ₄ + gelo-degelo	13,5	22		3492	17	
	45 dias HNO ₃ + gelo-degelo	13,3	20	≤ 20	3335	13	≤ 20
	90 dias HCl + gelo-degelo	13,3	20		3473	16	
	90 dias H ₂ SO ₄ + gelo-degelo	12,9	16		3327	12	
	90 dias HNO ₃ + gelo-degelo	12,9	16		3228	11	
Gabro de Odivelas	rocha fresca	28,4	—	—	4136	—	—
	após 25 ciclos de gelo-degelo	26,7	36	≥ 30	4081	172	≥ 30
	45 dias HCl + gelo-degelo	26,3	29	20 < Q < 30	4086	139	
	45 dias H ₂ SO ₄ + gelo-degelo	25,7	23		3900	39	≤ 20
	45 dias HNO ₃ + gelo-degelo	24,5	16	≤ 20	3328	11	
	90 dias HCl + gelo-degelo	25,3	20		4048	107	≥ 30
	90 dias H ₂ SO ₄ + gelo-degelo	24,9	17		3369	11	≤ 20
	90 dias HNO ₃ + gelo-degelo	24,0	14		3118	8	

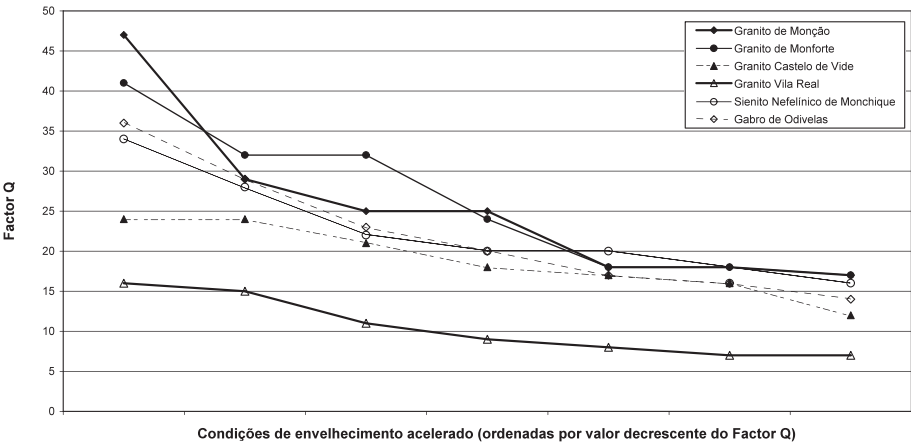


Gráfico 1 – Factor de Qualidade para a Resistência à Flexão sb Carga Centrada face às diferentes condições de envelhecimento acelerado.

sob carga centrada, quer para a frequência de ressonância.

O Granito de Vila Real apresentou variações de valores acima de 10% para ambas as propriedades e em quase todas as situações de ensaio. Daí resultou um factor de qualidade quase sempre baixo para ambas as propriedades e para todas as soluções ácidas após gelo-degelo, excepto após 45 dias HCl + gelo-degelo.

O Sienito Nefelinico de Monchique apenas não revelou elevadas variações percentuais dos valores e, consequentemente, um factor de qualidade baixo, após 45 dias com HCl + gelo-degelo, em ambas as propriedades, e após 45 dias com H₂SO₄ + gelo-degelo para a resistência à flexão sob

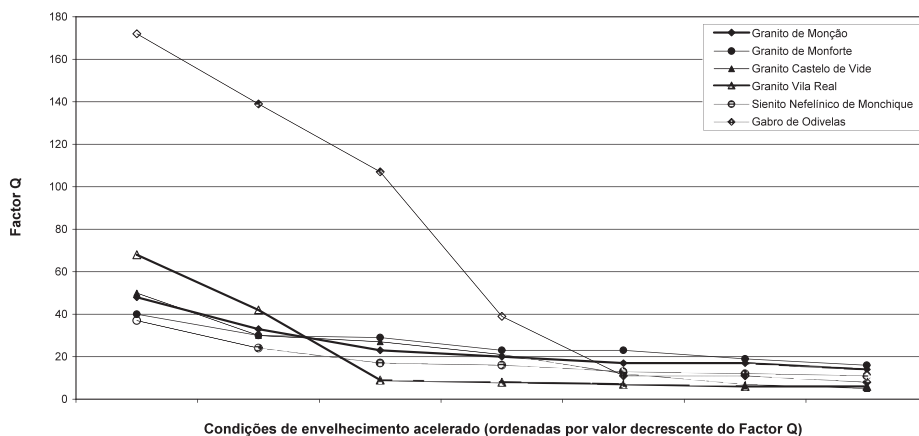


Gráfico 2 – Factor de Qualidade para a Frequência de Ressonância Longitudinal face às diferentes condições de envelhecimento acelerado.

carga centrada, situações nas quais manifestou um factor Q intermédio.

O Gabro de Odivelas, apesar de apresentar boas propriedades físico-mecânicas iniciais, é uma rocha que contém minerais susceptíveis à alteração, como é o caso da olivina e das piroxenas. Mostra variações significativas na resistência à flexão sob carga centrada após qualquer das combinações de ensaio, resultando num factor de qualidade quase sempre baixo, excepto para as mesmas condições de ensaio nas quais o Sienito Nefelínico de Monchique manifestou um factor Q intermédio (45 dias de HCl + gelo-degelo e 45 dias de H_2SO_4 + gelo-degelo). Para a frequência de ressonância apresenta baixas variações após 45 e 90 dias com HCl + gelo-degelo, situações nas quais foi obtido o maior factor de qualidade neste ensaio relativamente a todas as rochas em estudo. Obteve-se, ainda, um factor de qualidade alto após 45 dias com H_2SO_4 + gelo-degelo. Para todas as outras condições de ensaio, foi obtido um factor de qualidade baixo.

Da análise geral destes resultados sobressai que as rochas que apresentaram pior comportamento em ambas as propriedades, após a combinação de ensaios, foram o Granito de Vila Real e o Sienito Nefelínico de Monchique. A primeira é uma rocha em avançado estado de alteração e com baixos valores iniciais das suas propriedades físico-mecânicas, sendo expectável que, após exposição aos ensaios de envelhecimento acelerado descritos anteriormente, fosse a rocha que apresentasse pior desempenho. Já a segunda rocha contém, na sua composição, uma elevada percentagem de nefelina, mineral com elevada susceptibilidade à alteração, cujo comportamento, após a conjugação de ensaios, resultou na diminuição das características físico-mecânicas da rocha.

Constatou-se também que, salvo raras excepções, o efeito de 90 dias com qualquer uma das soluções acidificadas conjugado com 25 ciclos de gelo-degelo provocou sempre elevadas variações percentuais dos valores da resistência à flexão sob carga centrada e da frequência de ressonância em todas as rochas, conferindo-lhes um baixo valor do factor de qualidade Q.

4 – CONCLUSÕES

Os estudos de alteração e alterabilidade de rochas ornamentais silicatadas em ambientes poluídos permitiram avaliar, comparar e prever o comportamento destas rochas quando expostas a condições variadas, comparáveis às de diversos ambientes onde poderão ser aplicadas.

Os ensaios de caracterização físico-mecânica efectuados nas rochas frescas e após ensaios de envelhecimento acelerado evidenciaram o efeito combinado de ambientes ácidos agressivos e de climas frios. Sob o efeito de 25 ciclos de gelo-degelo simples, as rochas demonstraram, de um modo geral, pequena variação do valor das propriedades em ensaios de laboratório, nomeadamente da resistência à flexão e da frequência de ressonância e, consequentemente, apresentam elevado factor de qualidade Q. A conjugação das acções de gelo-degelo após ataque ácido provocou, quase sempre, elevadas variações dos valores da resistência à flexão sob carga centrada e da frequência de ressonância das rochas, fazendo decrescer o seu factor de qualidade.

Apesar de a frequência de ressonância ser um parâmetro mais sensível a variações estruturais das rochas do que a resistência à flexão, tal não se verificou neste estudo, uma vez que para 4 das 6 rochas estudadas obtiveram-se, na generalidade, factores de qualidade mais baixos para a resistência à flexão. Com base nas condições de ensaio adoptadas, foi possível concluir que as rochas que evidenciaram maior vulnerabilidade foram o Granito de Vila Real e o Sienito Nefelínico de Monchique.

Tal como já foi anteriormente referido, o Granito de Vila Real é uma rocha em avançado estado de alteração e com baixos valores iniciais no que se refere às suas propriedades físico-mecânicas. Estes factos reflectiram-se no seu comportamento, fazendo com que apresentasse resultados inferiores quando submetida à acção de gelo-degelo associada a soluções ácidas. O Sienito Nefelínico de Monchique contém nefelina, mineral deficiente em sílica e com elevada susceptibilidade à alteração, cujo comportamento após a conjugação de ensaios resultou na diminuição dos valores das propriedades físico-mecânicas da rocha.

A elevada susceptibilidade à alteração de minerais como as olivinas e as piroxenas, quer na natureza, quer em experiências laboratoriais deste tipo levadas a cabo em rochas gabróicas (Silva e Simão, 2003 e 2004; Simão e Silva, 1997 e 1999) está na origem do relativo mau desempenho do Gabro de Odivelas quando submetido à acção de poluentes ácidos em climas frios.

Nos granitos é possível separar claramente, pelo seu melhor comportamento geral, os granitos róseos (granitos de Monção e Monforte) relativamente ao granito branco (Granito de Castelo de Vide) e ao granito amarelo (Granito de Vila Real). As diferentes origens destas rochas, bem como os seus diferentes enquadramentos geológicos e tectónicos no país, podem sustentar alguns argumentos para explicar as diferenças de comportamento registadas em termos de alteração. Embora os resultados não permitam que essa correlação seja feita directamente, é possível concluir que os Granitos de Monção e de Monforte são, das rochas objecto deste estudo, as mais resistentes à alteração.

Apesar de terem sofrido acções de natureza hidrotermal, não se encontram fragilizadas uma vez colocadas em ambientes agressivos. Todavia, os comportamentos do Granito de Castelo de Vide e do Granito de Vila Real, ainda que ambos relativamente inferiores, são distintos. O primeiro aparenta ser uma rocha sã mas, uma vez exposta a situações de desequilíbrio, exhibe alterações ao nível da pedreira e após aplicação (Silva *et al.*, 2002) que prejudicam o seu desempenho como rocha ornamental. O segundo é uma rocha que sofreu um processo genético com alterações de natureza hidrotermal e meteórica, o qual, independentemente de lhe ter atribuído reconhecidas características para uso como rocha ornamental, lhe provocou uma diminuição da capacidade de resposta e do seu comportamento em novos ambientes propícios à alteração.

Os estudos de alteração realizados em rochas ígneas ornamentais demonstraram deste modo que, mesmo rochas aparentemente sãs, podem apresentar problemas de degradação rápida quando

submetidas a ambientes quimicamente agressivos ou a climas com características peculiares. Estas modificações traduzem-se essencialmente na perda de qualidade da rocha, quer em termos estéticos quer em termos do seu desempenho em obra, considerando-se que este tipo de estudos propicia indicações para a qualificação das rochas ornamentais face aos agentes agressivos da atmosfera e que, sempre que possível, deve ser incluído na caracterização e recomendação da sua utilização em determinada aplicação.

5 – AGRADECIMENTOS

O desenvolvimento da investigação científica conducente à elaboração deste trabalho teve o apoio e/ou a colaboração das seguintes instituições: Centro de Estudos Geológicos, do Dep. de Ciências da Terra, da Faculdade de Ciências e Tecnologia (UNL); Fundação para a Ciência e a Tecnologia através do projecto de investigação CTM/10067/1998-PRAXIS XXI - “Silicate rocks as dimension stone - weathering in polluted environments. Technological implications”; PRODEP III – Programa de Desenvolvimento Educativo para Portugal (Formação Avançada no Ensino Superior); antigo Instituto Geológico e Mineiro (Laboratório do Porto); Empresas da indústria extractiva e de transformação de rochas ornamentais: Ferbritas, JMM, Granisintra, Mármore Longarito, Granitos de Maceira e Sienave.

6 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

<http://rop.ineti.pt/rop/> (2007) – *Rochas Ornamentais Portuguesas*, INETI, Lisboa.

Moura, A. C. (2000). *Granitos e Rochas Similares de Portugal*. Publ. do Instituto Geológico e Mineiro. Marca-Artes Gráficas, Porto.

Moura, A. C.; Carvalho, C. (2001). *Exploração dos resultados obtidos durante a segunda fase de ensaios de envelhecimento acelerado de rochas silicatadas*. Relatório nº 35/RMIN/2004 do Laboratório do Instituto Geológico e Mineiro, Porto, Portugal.

Perrier, R.; Bouineau, A. (1997). *Thermal decohesion in marble and marmoreal limestone*. Roc Maquina, n. 26, pp. 121–132.

Silva, Z. C.; Simão, J. (2003). Estudo da Alteração de Rochas Ígneas Ornamentais para Prevenção de Utilização. Diagnóstico em Rochas Gabróicas. 3º ENCORE, Lisboa.

Silva, Z.; Simão, J. (2004). *Evaluation of alteration features on rock forming minerals – SEM observations on dimension stones*. 6th International Symposium on the Conservation of Monuments in the Mediterranean Basin, Lisboa, pp. 347-351.

Silva, Z.; Simão, J.; Moreira, A. (2002). *Structural damage in building stone due to internal mineral alteration. Castelo de Vide Granite (Portugal) – a case study*. 9th Congress of Engineering Geology for Developing Countries, International Association for Engineering Geology and the Environment, Durban, África do Sul.

Simão, J. (2003). *Rochas ígneas como pedra ornamental. Causas, condicionantes e mecanismos de alteração. Implicações tecnológicas*. Dissertação de Doutoramento, Faculdade de Ciências e Tecnologia, Universidade Nova de Lisboa, Caparica, Portugal.

Simão, J.; Carvalho, C. (2005). Ornamental stone decay in cold and polluted environments – degradation evaluation based on resonance frequency measurements and flexural strength tests.

I International Congress on Dimension Stone, CETEM/CETEMAG, Guarapari, ES, Brasil.

Simão, J.; Silva, Z. (1997). *Anorthosite and its use as dimension stone. Alterations as response to weathering in polluted environment*. International Symposium Engineering Geology and the Environment., Atenas, vol. III, pp. 3257-3262.

Simão, J.; Silva, Z. C. G. (1999). *Alteration and alterability of the anorthosite from Angola*. Ciências da Terra, vol. 13, pp. 9-22.

Vários (1983/4/5 e 1995). Catálogo de rochas ornamentais portuguesas, Vols. I, II, III e IV. I.G.M. (ed.).

4º Seminário Português sobre Geossintéticos



Local e datas

Universidade de Aveiro
22 e 23 de Novembro de 2011

Programa

Curso:

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

Palestras temáticas:

Haverá quatro palestras sobre os temas principais do seminário.

Engenharia ambiental - Madalena Barroso (LNEC, Portugal)

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

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

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

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

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

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

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

Sessões de apresentação oral de trabalhos a submeter

Exposição técnica

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

Inscrições / Apoios

Inscrições a preço reduzido: até 30 Setembro 2011

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

Contactos

Página Web: <http://4spgeo.web.ua.pt>

E-mail: 4spgeo@ua.pt

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

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



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

OBJECTIVOS E ORGANIZAÇÃO

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

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

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

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

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

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

TEMAS

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

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

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

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

OBJECTIVOS E ORGANIZAÇÃO

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

O tema do Congresso será «Risco e Segurança.»

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

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

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

TEMAS

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

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

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

DATAS IMPORTANTES

2011/08/30 – Aceitação dos resumos e envio das instruções para apresentação das comunicações.
2011/10/15 – Emissão do Segundo Boletim.
2011/12/15 – Envio das comunicações.
2012/02/15 – Aceitação das comunicações e informação sobre eventuais alterações.
2012/03/15 – Envio da versão definitiva das comunicações.
2012/04/01 – Emissão do Terceiro Boletim e programa definitivo.
2012/04/16 – VI Congresso Luso-Brasileiro de Geotecnia.
2012/04/17 a 2012/04/20 – XIII Congresso Nacional de Geotecnia.

INSCRIÇÕES

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

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

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

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

CONTACTOS

A correspondência deve ser dirigida para:

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

Os contactos para obtenção de informação são os seguintes:

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



In Situ
G E O T E C N I A

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

INVESTIGAÇÕES GEOTÉCNICAS:

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



CONTROLE TECNOLÓGICO DE FUNDAÇÕES:

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



INSTRUMENTAÇÃO DE OBRAS:

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



LABORATÓRIOS DE SOLOS E PAVIMENTO:

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



tgeotecnia

na génese da
construção

dstgroup



Onde a engenharia começa.

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

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

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

tgeotecnia.

Na génese da construção.

a dst group company

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

A Geogrelha certa para cada aplicação



Fortrac®

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

HaTelit®

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



Fornit®

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

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

Acerte na escolha!



HUESKER

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

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



COBA

GEOLOGIA E GEOTECNIA

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



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



PORTUGAL REGIÃO CENTRO E SUL

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

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

REGIÃO NORTE

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

ANGOLA

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

MOÇAMBIQUE

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

ARGÉLIA

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

BRASIL

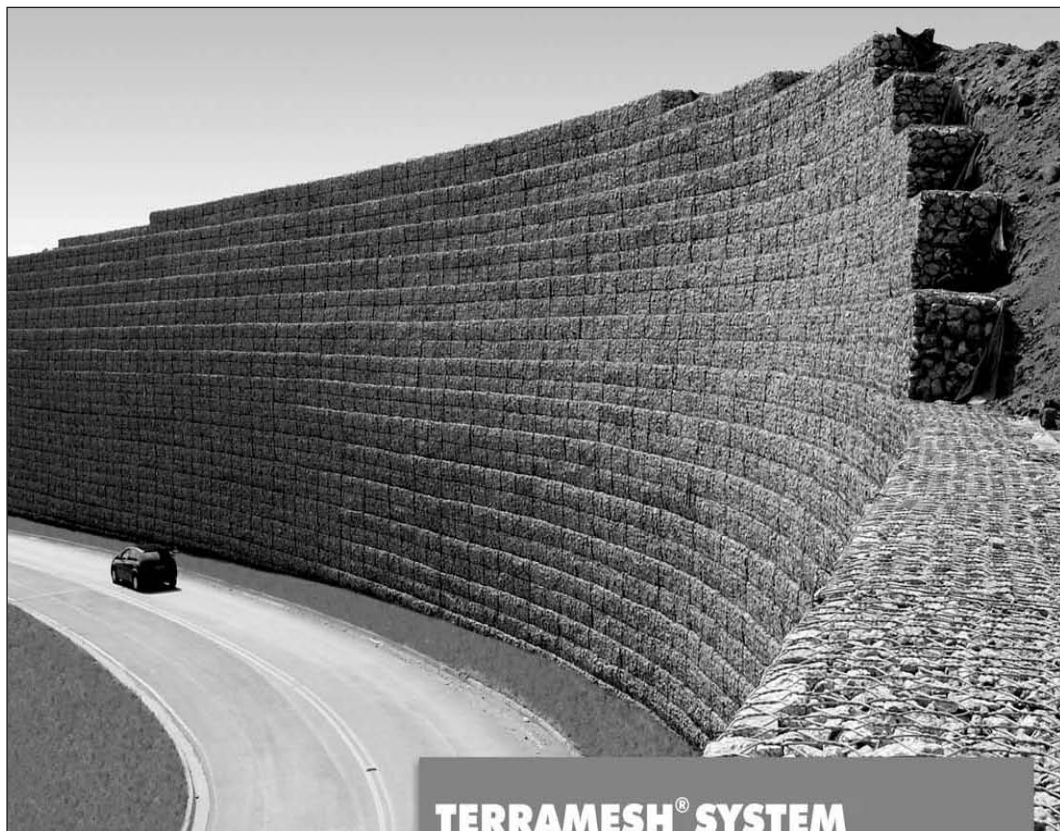
Rio de Janeiro
COBA Ltd. - Rua Bela 1128
São Cristóvão
20930-380 Rio de Janeiro RJ
Tel.: (55 21) 351 50 101
Fax: (55 21) 258 01 026

Fortaleza

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

EMIRATOS ÁRABES UNIDOS

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



TERRAMESH® SYSTEM **estruturas em solo reforçado**

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

MACCAFERRI

BRASIL

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

PORTUGAL

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



GEOLOGIA - GEOTECNIA - FISCALIZAÇÃO DE OBRAS GEOTÉCNICAS



BARRAGENS DE ATERRO - OBRAS SUBTERRÂNEAS - ESTRUTURAS DE SUPORTE



FUNDAÇÕES ESPECIAIS - TRATAMENTO DE TERRENOS - GEOMATERIAIS

GRUPO CENOR

PORTUGAL, ANGOLA, ARGÉLIA, MARROCOS, ROMÉLIA, TIMOR

CENORGEO - Engenharia Geotécnica, Lda.

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

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

ISO 9001

BUREAU VERITAS
Certification





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

Certificada ISO 9001 por



Geocontrolo



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


Geocontrolo
Geotecnia e Estruturas de Fundação SA

GEOMEC

*Ensaio Dinâmicos em
Fundações Profundas*

*Consultoria em Engenharia
Geotécnica e de Fundações*

Av. Brasil, 691 - 11º andar - Sta. Efigênia - CEP: 30140-000
Belo Horizonte/Minas Gerais/Brasil
Fone: 55 (31) 3222-1970 - Fax: 55 (31) 3213-7204
Email: geomec.bhz@terra.com.br - Site: www.geomec.com.br





Engenharia Geotécnica



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

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

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

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

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

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

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

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

ENSAIOS IN-SITU *IN-SITU TESTS*

SÍSMICO: Seismic CPT
PIEZOCONE - Cordless CPT system
PALHETA - Electrical field vane apparatus
PRESSIOMÉTRICO - Menard pressuremeter set
DILATOMÉTRICO: Machetti dilatometer



INSTRUMENTAÇÃO GEOTÉCNICA *GEOTECHNICAL INSTRUMENTATION*

Estudo

Projeto

Instalação de Instrumentação de auscultação
(importação direta)

0800 979 3436

www.deltageo.com.br

deltageo@deltageo.com.br

Phone: +55 11 8133 6030

Skype: lcgarab

Radio: 55*7*58920 Nextel

MSN: lcgarab@hotmail.com

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



DeltaGeo Multipurpose Site Investigation Rig 20M



TEIXEIRA DUARTE ENGENHARIA E CONSTRUÇÕES, S.A.

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

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

• Argélia
 Parc Miremont - Rua A, N°136 - Bouzareah
 16000 Alger
 Tel.: (+213) 219 362 83
 Fax: (+213) 219 365 66

• Brasil
 Rua Iguatemi, n°488 - 14° - Conj. 1401
 CEP 01451 - 010 - Itaim Bibi - São Paulo
 Tel.: (+55) 112 144 5700
 Fax: (+55) 112 144 5704

• Espanha
 Avenida Alberto Alcocer, n°24 - 7° C
 28036 Madrid
 Tel.: (+34) 915 550 903
 Fax: (+34) 915 972 834

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

www.teixeiraduarte.pt

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 **Análise de métodos executivos de solo pregado a partir de ensaios de arrancamento realizados em laboratório**
Danilo Pacheco e Silva e Benedito de Souza Bueno
- 25 **Propagação de uma onda SV numa camada de solo com comportamento não-linear**
João R. Maranhã e Ana Pinheiro Vieira
- 41 **Modelo empírico para estimativa da condutividade hidráulica utilizando dados granulométricos**
Elias Hideo Teramoto, Miguel Angel Alfaro Soto, Chang Hung Kiang, Marco Aurélio Zequim Pede e Eliana Pereira Martins
- 55 **Análise de risco de escorregamento com uso de SIG**
Erica Varanda, Cláudio Fernando Mahler e Luis Carlos Dias de Oliveira
- 69 **Zonas de risco e escorregamentos no município de Guarulhos/SP, Brasil**
Gabriela Lúcia da Costa e Castro Gomes, António Manoel dos Santos Oliveira e Sandra Emi Sato

NOTA TÉCNICA

- 97 **Factor de qualidade em rochas ornamentais com base em ensaios mecânicos e envelhecimento artificial**
Joaquim Simão, Cristina Carvalho, Zenaide Silva e António Casal Moura