115 Março 2009

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

GEOTECNIA **Revista Luso-Brasileira de Geotecnia**
Sociedade Portuguesa de Geotecnia
Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotecnica
Associação Brasileira de Geologia de Engenharia e Ambiental

N.º 115 – Março 2009

DIRECTOR:
António Silva Cardoso, FEUP

DIRECTOR - ADJUNTO:
Newton Moreira de Souza, UnB

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 Virgilio Damiani Bica, UFRGS – Porto Alegre
A. Viana da Fonseca, FEUP – Porto
Anna Laura L. da Silva Nunes, UFRJ – Rio de Janeiro
António Pinelo, IEP – Almada
Benedito S. Bueno, USP – São Carlos
Celso Lima, Hidrorumo – Porto
Cezar Augusto Burkert Bastos, FURG – Pelotas
Dario Cardoso de Lima, UFV – Viçosa
E. Amaral Vargas Jr., PUC-RIO – Rio de Janeiro
E. Maranha das Neves, IST – Lisboa
Edezio Teixeira de Carvalho, UFMG – Belo Horizonte
Eduardo Antonio Gomes Marques, UFV – Viçosa
Ely Borges Frazão – São Paulo
Emílio Velloso Barroso, UFRJ – Rio de Janeiro
F. Guedes de Melo, Consulgeo – Lisboa
Fernando A. B. Danziger, UFRJ – Rio de Janeiro
Fernando Saboya, UENF – Campos do Goytacases
Francis Bogossian, Geomecânica – Rio de Janeiro
Frederico Garcia Sobreira, UFOP – Ouro Preto
J. Almeida e Sousa, FCTUC – Coimbra
J. Bilé Serra, LNEC – Lisboa
J. de Oliveira Campos, UNESP – São Paulo
J. Delgado Rodrigues, LNEC – Lisboa
Jorge Vasquez, EDIA – Beja
J. Vieira de Lemos, LNEC – Lisboa
José F. T. Jucá, UFPe – Recife
José Mateus de Brito, Cenorgeo – Lisboa
José Neves, IST – Lisboa
Laura Caldeira, LNEC – Lisboa
Lindolfo Soares, USP – São Paulo
Luis de Almeida P. Bacellar, UFOP – Ouro Preto
Luiz Antônio Bressani, UFRGS – Porto Alegre
Luiz Ferreira Vaz, Themag – São Paulo
Luiz Nishiyama, UFU – Uberlândia
Luís Leal Lemos, FCTUC – Coimbra
Luís Ribeiro e Sousa, 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

ÍNDICE

115 Março 2009

5	Previsão de capacidade de carga de estacas através de conceitos de transferência de energia no SPT	Bianca de Oliveira Lobo Fernando Schnaid Edgar Odebrecht Marcelo Maia Rocha
21	Ensaio de carga dinâmico – um caso de estudo sobre estacas moldadas	José Jorge Gouveia Pereira, Jaime Alberto dos Santos António Gomes Correia Teresa Nogueira Simões
45	Mapeamento geotécnico para gestão municipal	Ana Elisa Silva de Abreu Oswaldo Augusto Filho
81	Caracterização do comportamento geotécnico de amostras de eps por meio de ensaios de laboratório	José Orlando Avesani Neto Benedito de Souza Bueno
101	Aterros sobre solos moles reforçados com colunas de jet grouting encabeçadas por geossintético	Daniela Oliveira Marques José Leitão Borges
125	Resíduo do processo de reciclagem de papel como material alternativo para aplicações em geotecnia ambiental	Fernando Antônio M. Marinho Alexandre Cabral Cláudia Echevenguá Teixeira Paula Fernanda Teixeira

Editorial

António Silva Cardoso
Director da Revista Geotecnia

A Comissão Editorial 2007-2008 terminou as suas funções com a edição do número anterior. A Direcção da Revista, em seu nome e no da anterior Direcção que desempenhou funções até Abril de 2008, expressa a sua gratidão pela forma empenhada e colaboradora como todos os membros da Comissão Editorial se dispuseram a fazer da Revista Geotecnia uma revista sempre melhor.

A escolha da parte portuguesa da Comissão Editorial para o biénio 2009-2010 foi pautada pelos seguintes critérios principais:

– renovação significativa da composição da comissão, mantendo um corpo significativo de membros da anterior comissão;

– inclusão na Comissão Editorial de todos os anteriores directores da revista;

– contemplar de forma o mais equilibrada possível as diferentes especialidades da Geotecnia.

Face a estes critérios, dos 29 membros da parte portuguesa da Comissão Editorial 2009-2010:

– mantêm-se 16 membros da comissão anterior, 5 dos quais anteriores directores da revista;

– os novos membros são 13, entre os quais está o anterior director da revista.

A parte brasileira da Comissão Editorial mantém-se inalterada, de momento.

A Direcção da Revista dá as boas vindas aos novos membros da Comissão Editorial, tendo a certeza que o seu contributo para a qualidade e prestígio da Revista Geotecnia será certamente muito importante.

A Direcção da Revista

PREVISÃO DE CAPACIDADE DE CARGA DE ESTACAS ATRAVÉS DE CONCEITOS DE TRANSFERÊNCIA DE ENERGIA NO SPT

Prediction of pile bearing capacity from SPT energy transfer measurements

Bianca de Oliveira Lobo*
Fernando Schnaid**
Edgar Odebrecht***
Marcelo Maia Rocha****

RESUMO – Neste artigo apresenta-se um novo método de previsão de capacidade de carga de estacas desenvolvido com base na interpretação de resultados de ensaios SPT. Ao contrário de outras metodologias consagradas na prática de engenharia, de natureza essencialmente empírica, a nova abordagem é estruturada em conceitos da dinâmica e faz uso dos princípios de conservação de energia envolvidos na cravação do amostrador SPT. A energia absorvida pelo solo, calculada a partir do número de golpes N_{spt} (ou diretamente da medida correspondente de penetração do amostrador) é convertida analiticamente em uma força dinâmica de reação à penetração. A força dinâmica permite determinar as resistências unitárias mobilizadas no amostrador SPT (modelo) e, a partir destas, estimar as resistências unitárias mobilizadas na estaca (protótipo). A aplicabilidade da metodologia proposta é demonstrada a partir da interpretação de resultados de provas de carga, organizados na forma de um banco de dados composto de 272 casos.

SYNOPSIS – This paper presents a new method for predicting the bearing capacity of piles based on the concepts of soil dynamics and principles of energy conservation to interpret results from the SPT. The energy delivered to the hammer-rod-sampler system to the soil is computed from the numbers of blow counts N_{spt} (or directly from the measured penetration) and is analytically converted in a penetration dynamic force. The dynamic force allows to determine the unit resistance mobilized in the SPT sampler (model) which is then used to predict the unit resistance mobilized in the prototype pile. Applicability of the suggested methodology is demonstrated by comparing predicted and estimated bearing capacity results from full scale load tests of a 272 cases database.

PALAVRAS CHAVE – ensaios dinâmicos, capacidade de carga de estacas, conservação de energia.

1 – INTRODUÇÃO

A estimativa da capacidade de carga de fundações profundas através de ensaios de penetração constitui-se em uma das mais difundidas práticas da engenharia geotécnica. Trabalhos pioneiros reconheceram no cone o modelo reduzido de uma estaca e passaram a relacionar a resistência de ponta q_c e o atrito lateral f_s do cone às resistências unitárias mobilizadas na estaca (e.g. Sanglerat, 1972;

* Engenheira Civil, Msc, Bolsista de Doutorado da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Brasil. E-mail: lobo_bianca@yahoo.com.br
** Professor Adjunto da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Brasil. E-mail: fernando@ufrgs.br
*** Professor Adjunto da Universidade do Estado de Santa Catarina, Brasil. E-mail: geoforma@terra.com.br
**** Professor Adjunto da Universidade Federal do Rio Grande do Sul. E-mail: mmrocha@ufrgs.br

De Ruiter & Berigen, 1979; Bustamante & Gianselli, 1982). A prática brasileira de projetos de fundações, fortemente baseada na medida de penetração do ensaio SPT, adaptou os métodos tradicionais desenvolvidos para o cone através de abordagens de natureza estatística, estabelecendo correlações entre as medidas de N_{spt} e a capacidade de carga de estacas (e.g. Aoki & Velloso, 1975; Decourt & Quaresma, 1978; Velloso, 1981). Estes métodos consagrados na prática de engenharia consideram empiricamente fatores como tipo de estaca, procedimentos de instalação, tipo de solo, entre outros, tendo sua aplicabilidade restrita às práticas construtivas regionais e às condições específicas dos casos históricos utilizados em seu estabelecimento (e.g. Schnaid, 2000).

Neste trabalho desenvolveu-se um novo método de previsão de capacidade de carga de estacas baseado na interpretação da energia transferida ao solo durante a penetração do amostrador SPT (Odebrecht, 2003; Odebrecht *et al,* 2004; Odebrecht *et al,* 2005). Esta energia é utilizada no cálculo da força dinâmica F_d de reação do solo, que, uma vez decomposta, permite análises comparativas entre as resistências unitárias mobilizadas no amostrador SPT (modelo) e as mobilizadas na estaca (protótipo). Estes conceitos de força e energia, combinados à teoria de capacidade de carga e à expansão de cavidade, são aplicados na previsão das condições limites de desempenho de estacas. Busca-se, com base nestes conceitos, estabelecer uma metodologia de maior rigor conceitual que, uma vez utilizada, reduz as incertezas atribuídas à estimativa de capacidade de carga de estacas.

2 – FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

A capacidade de carga de estacas pode ser calculada a partir da resistência à penetração quasi-estática de um elemento no solo (elemento cônico para medir a resistência de ponta q_c e atrito lateral f_s) ou do número de golpes necessários à cravação dinâmica de um amostrador, N_{spt}. Neste trabalho utiliza-se uma nova abordagem baseada na força dinâmica F_d calculada a partir da energia medida na cravação do amostrador SPT. Comparativamente, a resistência *unitária de ponta da estaca (q_p)* pode ser determinada através de uma das seguintes correlações:

$$q_p = \frac{q_c}{F_1} = \frac{k_p \cdot N_{spt}}{F_1} = \frac{F_d}{F_1} \tag{1}$$

e o atrito lateral unitário (f_l):

$$f_l = \frac{f_s}{F_2} = \frac{k_s \cdot q_c}{F_2} = \frac{k_s \cdot k_n \cdot N_{spt}}{F_2} = \frac{k_s F_d}{F_2} \tag{2}$$

sendo k_p, k_s and k_n fatores que expressam a dependência do tipo de solo e F_1 e F_2 fatores de correção para os efeitos de escala e mecanismos de interação distintos observados entre a estaca (protótipo) e o modelo (cone ou SPT). Note que nas correlações propostas no presente trabalho, ao adotar a força dinâmica F_d elimina-se a influência do tipo de solo (χ_1, χ_2, χ_3) na previsão das resistências unitárias, pois na medida que se utilizam conceitos físicos da dinâmica e o princípio de conservação de energia combinados à teoria de capacidade de carga e expansão de cavidades, considera-se explicitamente os efeitos da rigidez e resistência do solo bem como a eficiência do ensaio SPT (*i.e.* perdas decorrentes do processo de propagação de ondas nas hastes decorrentes do impacto do martelo).

A estrutura conceitual desenvolvida para a determinação da força dinâmica F_d postula que a energia transmitida ao solo na cravação do amostrador SPT é função da altura de queda teórica do martelo *H* (no caso do sistema brasileiro de 75 cm) acrescida da penetração permanente $\Delta\rho$. Como conseqüência, esta energia passa a ser função de 3 fatores: altura de queda e massa do martelo M_m,

tipo de solo - que determina a magnitude da penetração média por golpe do amostrador, $\Delta\rho = 30\text{cm}/N_{spt}$) e geometria (comprimento e seção) da composição de hastes - que determina a massa da composição M_h. Assim, a *energia potencial gravitacional do sistema* ($EPG_{m+h}^{sistema}$), considerando simultaneamente martelo, haste e solo, é expressa como (Odebrecht *et al,* 2004):

$$\Delta EPG_{m+h}^{sistema} = \eta_3[\eta_1(H + \Delta\rho)M_m\, g + \eta_2(M_h g\, \Delta\rho)] \tag{3}$$

sendo η_1, η_2, η_3 os coeficientes de eficiência do martelo, da composição de hastes e do sistema, respectivamente. Estes coeficientes devem ser obtidos por calibração do ensaio SPT através de célula de carga e acelerômetros. Como primeira estimativa, pode-se adotar para o sistema brasileiro de acionamento manual do martelo os valores: $\eta_1 = 0{,}76$; $\eta_2 = 1$ e $\eta_3 = 1\text{-}0{,}0042L$ (Odebrecht *et al* 2004), onde L representa o comprimento de hastes do topo da composição ao amostrador. A calibração local dos equipamentos para medir η_1, η_2 e η_3 é prática recomendável.

Como o trabalho efetivamente entregue ao solo é conhecido - equação (3) - é possível calcular o valor da força dinâmica (F_d) média de reação do solo (Odebrecht *et al,* 2004; Schnaid *et al,* 2005):

$$\Delta EPG_{m+h}^{sistema} = W_s = F_d\, \Delta\rho \tag{4}$$

$$F_d = \frac{\Delta EPG_{m+h}^{sistema}}{\Delta\rho} \tag{5}$$

É interessante observar que o termo "força dinâmica" não é empregado neste trabalho em sua definição clássica: força que varia de intensidade ao longo do tempo, mas como uma força média no tempo, resultante da reação do solo durante um incremento na cravação do amostrador, devido à ação de um golpe do martelo.

A utilização das equações (3) a (5) apresenta ainda importante conseqüência prática no que se refere à realização dos ensaios. Computada a energia utilizada para cravar o amostrador no solo ($\Delta EPG_{m+h}^{sistema}$), qualquer sistema de cravação (com acionamento automático ou manual do martelo) pode ser utilizado para medir a resistência à penetração do amostrador SPT, desde que devidamente calibrado através de acelerômetros e célula de carga.

3 – FORMULAÇÃO DE CAPACIDADE DE CARGA

A capacidade de carga de uma estaca é obtida pelo equilíbrio estático entre a carga aplicada, o peso próprio da estaca e a resistência oferecida pelo solo. Este equilíbrio pode ser expresso pela equação (6):

$$Q_U + W = Q_L + Q_P \tag{6}$$

onde Q_U representa a capacidade de carga total de uma estaca, W o peso próprio, Q_P a capacidade de carga da ponta ou base e Q_L a capacidade de carga do fuste. Desprezando o peso próprio da estaca, a capacidade de carga é expressa como função de dois termos, um relativo à resistência de ponta e outro ao atrito lateral. Deste modo, a equação (6) pode ser reescrita como:

$$Q_U = A_P \cdot q_P + U\int_0^L f_l \cdot d_L = A_P \cdot q_P + U \cdot \sum_0^L f_{l,i} \cdot \Delta L \tag{7}$$

$$F_d = F_{d,l} + F_{d,p}$$

onde A_p representa a área de ponta ou base da estaca, q_p a resistência unitária de ponta, U o perímetro da estaca, $f_{l,i}$ o atrito lateral unitário e Δ_L o comprimento do trecho da estaca ao qual $f_{l,i}$ se aplica. Sabendo-se que na equação (7) os fatores determinantes da capacidade de carga de estacas são as parcelas unitárias de resistência de ponta q_p e de atrito lateral f_l, propõe-se nesta abordagem estabelecer uma correlação entre q_p e f_l da estaca com os valores de q_p e f_l mobilizados durante o processo de cravação do amostrador SPT no solo. No desenvolvimento do método é necessário decompor a força dinâmica F_d medida no ensaio SPT, calculada pela equação (5), em duas parcelas, uma relativa às forças cisalhantes ao longo das faces interna e externa e outra relativa às forças normais mobilizadas na ponta do amostrador.

$$F_d = F_{d,l} + F_{d,p} \tag{8}$$

onde $F_{d,l}$ e $F_{d,p}$ são as forças dinâmicas lateral e de ponta, respectivamente.

Como o mecanismo de interação solo-amostrador é complexo, é necessário adotar algumas hipóteses simplificadoras para decomposição desta força em suas componentes de atrito lateral e de resistência de ponta:

a) a resistência de ponta de estacas é normalmente associada a estratos resistentes (à exceção de estacas flutuantes), nos quais ocorre o embuchamento da ponta do amostrador durante o processo de cravação, mobilizando-se simultaneamente resistência de ponta e tensões cisalhantes em torno da área lateral externa (Fig. 1a). Esta hipótese é corroborada pela inspeção sistemática de inúmeros ensaios SPT, nos quais se observa um baixo nível de recuperação de amostras em solos resistentes e através de modelagem numérica dos mecanismos de penetração (Lobo, 2008);

a) até atingirem a cota de projeto as estacas ultrapassam camadas pouco resistentes, nas quais a cravação do amostrador ocorre predominantemente com ponta aberta (sem embuchamento), mobilizando somente tensões tangenciais no contato das áreas laterais externa e interna (Fig. 1b).

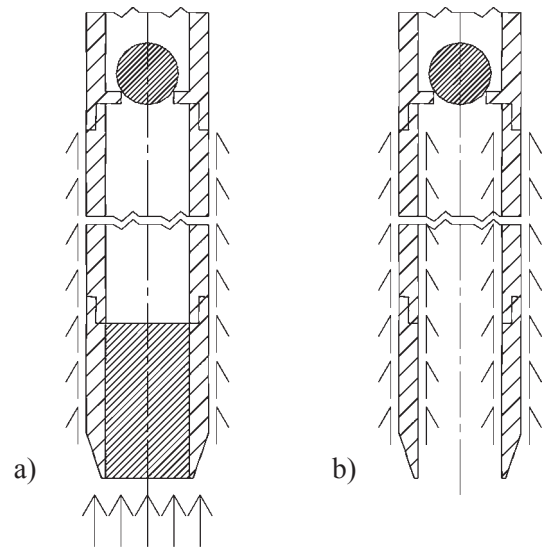


Fig. 1 – Hipóteses adotadas na separação da força dinâmica mobilizada pelo amostrador: (a) solos compactos e (b) solos fofos.

Considere-se inicialmente o amostrador SPT cravado em um solo resistente, tipicamente encontrado na profundidade de assentamento da ponta da estacas. Havendo mobilização tanto de resistência de ponta quanto de resistência lateral, sugere-se separar estas parcelas através da teoria de capacidade de carga:

$$F_e = a_p \cdot p'_0 \cdot N_q + a_l (K_s \cdot \sigma'_v \cdot \tan\delta) \tag{9}$$

onde a_p representa a área da ponta do amostrador ($\pi \cdot d_e^2/4$), a_l a área lateral do amostrador ($\pi \cdot d_e \cdot h_a$), d_e o diâmetro do externo amostrador, h_a o comprimento médio de penetração, σ'_v a tensão efetiva vertical, $p'_0 = (1+2K_0)\cdot\sigma'_v/3$ a tensão octaédrica, K_0 o coeficiente de empuxo (adotado arbitrariamente como K_0 = 1-sen ϕ', ϕ' o ângulo de atrito interno, K_s = 1.50 (Poulos & Davis, 1980; Tomlinson, 1986) e δ = tanϕ' (Poulos & Davis, 1980; Tomlinson, 1986). Embora estes valores não possam ser adotados indiscriminadamente para todos os tipos de solo, é usual na prática de engenharia de fundações adotá-los como valores médios de comportamento. Nesta equação, o fator de capacidade de carga N_q é calculado através da teoria de expansão de cavidade (Vésic, 1972):

$$N_q = \frac{3}{3-sen\phi'} e^{\left(\frac{\pi}{2}-\phi'\right)\tan\phi'} \tan^2\left(\frac{\pi}{2}+\frac{\phi'}{2}\right) I_{rr}^{\frac{4\,sen\phi'}{3(1+sen\phi')}} \tag{10}$$

onde I_{rr} representa o índice de rigidez reduzido:

$$I_{rr} = \frac{I_r}{1+I_r\cdot\Delta} \tag{11}$$

Considerando que em solos resistentes a deformação volumétrica Δ é muito pequena, é possível igualar I_{rr} a I_r que representa o índice de rigidez do solo, sendo definido como:

$$I_r = \frac{G}{p'_o \cdot \tan\phi'} \tag{12}$$

onde G representa o módulo de distorção do solo.

Utilizando-se esta formulação e considerando a força de penetração calculada através da equação (6) pode-se calcular a parcela da força dinâmica da ponta $F_{d,q}$ em relação à força dinâmica total mobilizada em torno do amostrador para ensaios realizados na profundidade de assentamento da estaca. Os resultados deste cálculo são apresentados na Fig. 2, na qual a razão R_p ($F_{d,q}/F_d$) é expressa em função do índice de rigidez, ângulo de atrito interno do solo e nível de tensões. Percebe-se na figura uma faixa bem definida entre 60% e 90% de mobilização da força de ponta $F_{d,q}$ em relação à força dinâmica total. Desta forma no uso da presente abordagem, para cada perfil de solo, o engenheiro pode adotar valores representativos de I_r e ϕ' para calcular a parcela de força mobilizada por ponta e atrito lateral ou simplesmente adotar um valor de referência da ordem de 70%. Note-se que neste último caso, a resistência de ponta unitária mobilizada pelo amostrador SPT pode ser convenientemente expressa segundo a equação (13):

$$q_{p,spt} = \frac{F_{d,p}}{a_p} = \frac{0{,}7\cdot F_d}{a_p} \tag{13}$$

onde $q_{p,spt}$ representa a resistência unitária de ponta mobilizada pelo amostrador.

Para solos pouco resistentes, representativo de materiais tipicamente encontrados ao longo do fuste de estacas, sugere-se que, ao penetrar no solo, o amostrador é continuamente preenchido de

material sem que haja embuchamento da sua ponta. Neste processo, o mecanismo de mobilização da resistência é controlado pelas tensões tangenciais geradas ao longo da área lateral, tanto interna quanto externa ao amostrador. A força dinâmica (F_d) mobilizada se equivale, portanto à força dinâmica lateral ($F_{d,l}$) e a resistência lateral unitária mobilizada pelo amostrador SPT pode ser expressa como:

$$f_{l,spt} = \frac{F_d}{a_l} \tag{14}$$

onde $f_{l,spt}$ representa a resistência lateral unitária no amostrador SPT e a_l a área lateral do amostrador (área lateral externa + área lateral interna = $\pi \cdot 30 \cdot (5{,}1+3{,}5) = 810{,}5$ cm^2, sendo 30 cm a penetração média do amostrador). Neste cálculo considera-se o valor de atrito lateral unitário $f_{l,spt}$ como representativo do atrito mobilizado tanto nas faces interna como externa do amostrador.

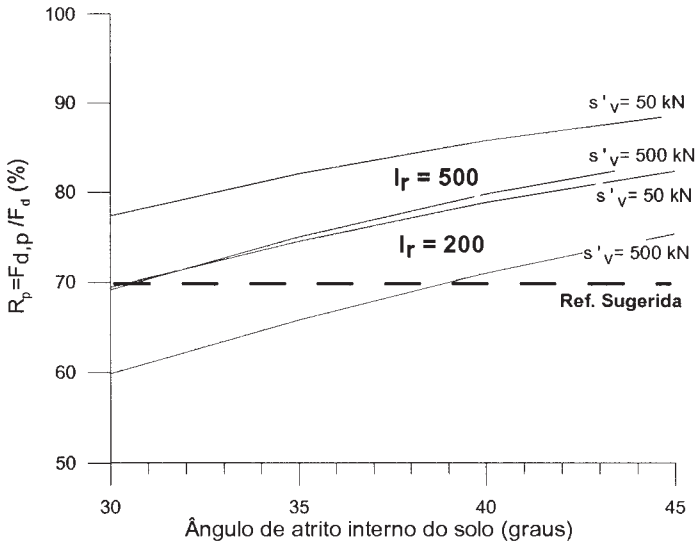


Fig. 2 – Porcentagem da força mobilizada na ponta do amostrador.

Finalmente, deve-se reconhecer que, para aplicar os valores das resistências unitárias mobilizadas pelo amostrador SPT diretamente na previsão da capacidade de carga de estacas, conforme sugerido nas equações (13) e (14) deve-se verificar a possível influência de efeitos de escala dos elementos do solo. Utiliza-se para esta finalidade o banco de dados de provas de carga em estacas cravadas da Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Resultados típicos são apresentados nas Figs. 3 e 4, nas quais são apresentadas as relações normalizadas de resistência de ponta versus diâmetro e atrito lateral versus diâmetro respectivamente, onde d_e é o diâmetro externo do amostrador e D é o diâmetro da estaca. Note que as Figs. 3 e 4 são convenientemente expressas em termos adimensionais e que a razão entre tensões unitárias é independente do tipo de solo. A dispersão dos resultados observada nestas figuras é atribuída a erros de medidas nas provas de carga, representatividade das sondagens, problemas de interpretação das informações das sondagens, limitação de informações geotécnicas, imprecisão na extrapolação da carga de ruptura, ausência de controle da energia de cravação do amostrador, entre outros.

Apesar da significativa dispersão, verifica-se que os valores de resistência de ponta estão dispersos em torno da unidade sugerindo que, neste caso, a relação de tensões é pouco sensível aos efeitos de escala e ciclos de cravação e que, portanto, a equação (13) pode ser aplicada à estimativa de carga de ponta de estacas cravadas utilizando-se as medidas do ensaio SPT. O mesmo não acontece para o atrito lateral, verificando-se que a razão entre as tensões cisalhantes mobilizadas na estaca e no amostrador é da ordem de 0,2 (ver Fig. 4). Com base nesta evidência, o valor do atrito lateral unitário da estaca expresso pela equação (14) deve ser reduzido para levar em consideração os efeitos de escala:

$$f_l = \frac{0{,}2 \cdot F_d}{a_l} \tag{15}$$

É interessante observar que os métodos de previsão de capacidade de carga de estacas baseados no ensaio de cone também fazem uso de um fator de redução aplicado à q_c, valor este que situado na faixa de 1/30 à 1/300 (De Ruiter & Beringem, 1979; Bustamante & Gianeselli, 1982).

Aplicando os valores das resistências unitárias f_l e q_p expressos pelas equações (13) e (15) na equação (7), pode-se facilmente estimar a capacidade de carga de estacas metálicas através da força dinâmica mobilizada no ensaio SPT:

$$Q_U = Q_L + Q_P = \frac{0{,}2 \cdot U}{a_l} \Sigma F_d \cdot \Delta L + 0{,}7 \cdot F_d \frac{A_p}{a_p} \tag{16}$$

A extrapolação da equação (16) para estacas não-metálicas depende de fatores empíricos que considerem os efeitos de instalação da estaca no solo.

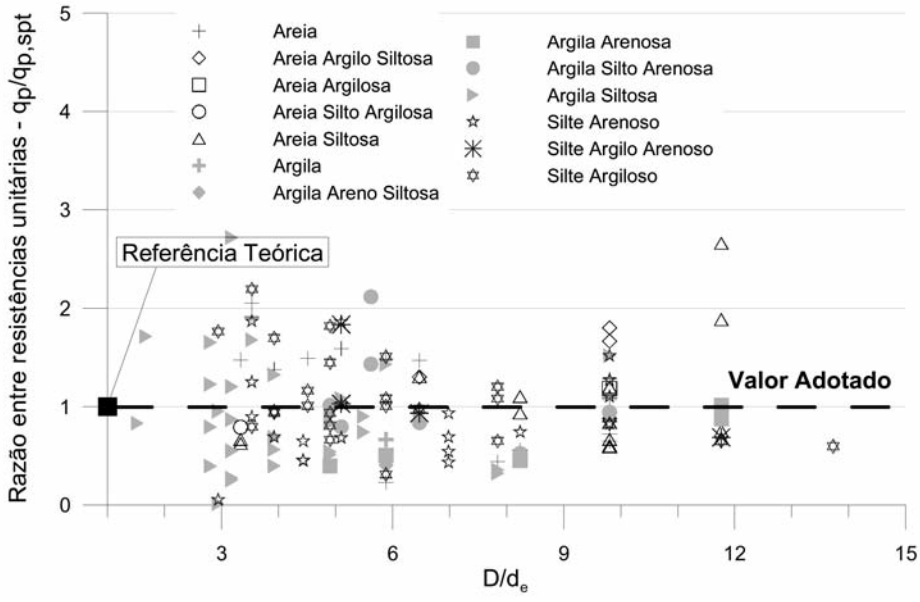


Fig. 3 – Razão entre resistências unitárias de ponta versus razão entre diâmetros.

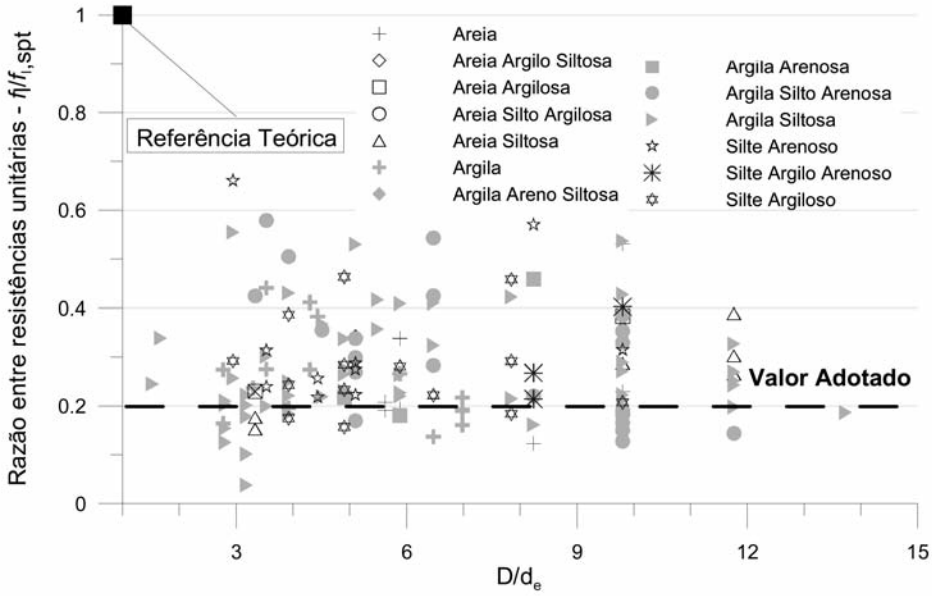


Fig. 4 – Razão entre resistências unitárias laterais versus razão entre diâmetros.

4 – BANCO DE DADOS

O banco de dados utilizado para validação do método proposto é composto por 272 provas de carga à compressão - 96 casos de estacas cravadas pré-moldadas, 95 de estacas hélice contínua, 53 de estacas escavadas e 28 casos de estacas metálicas. As características específicas de cada prova de carga utilizada são apresentadas por Lobo (2005). Em cada prova de carga, a carga de ruptura é definida segundo critério recomendado pela Norma Brasileira de Fundações NBR 6122 (1996), que define a carga de ruptura como sendo a carga associada a deformações plásticas de *D*/30 (sendo *D* o diâmetro da estaca) acrescido do recalque elástico da estaca *PL/EA* (sendo *P* a carga mobilizada, *L* o comprimento, *E* o módulo de Young da estaca e *A* a área da seção transversal da estaca), conforme ilustra a Fig. 5.

Para efeito de análise, o banco de dados da UFRGS foi dividido em dois grupos distintos:

a) Provas de carga *(PC)* nas quais os recalques são elevados e permitem definir a carga de ruptura segundo o critério da NBR 6122 (1996) ou, nas quais a máxima carga aplicada na prova de carga atinge mais de 90% da carga de ruptura definida pela Norma Brasileira;

a) Provas de carga nas quais os recalques são insuficientes para definir a carga de ruptura segundo os critérios estabelecidos em (a) e que, portanto a curva carga-recalque é extrapolada através de uma função exponencial acarretando maior incerteza à estimativa da carga de ruptura.

As provas de carga cujos resultados correspondem ao grupo (a) são utilizadas para, através de abordagem estatística, estabelecer os coeficientes de correlação referentes ao tipo de estaca *(i.e.* método de instalação), enquanto os resultados do grupo (b) são utilizados para testar a aplicabilidade do método proposto a um universo mais extenso de resultados.

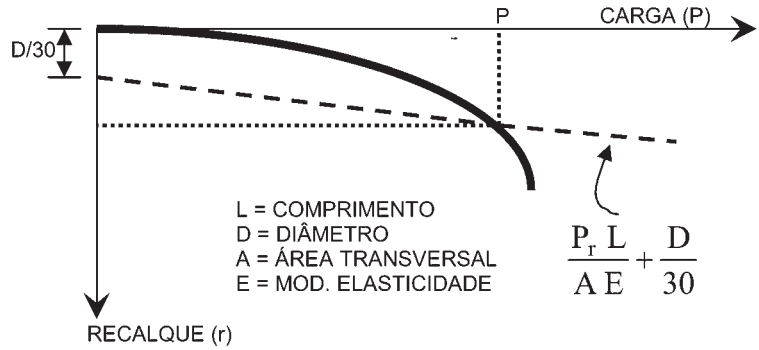


Fig. 5 – Critério de definição da carga de ruptura da NBR 6122 (1996).

Finalmente deve-se ressaltar que, como as provas de carga que compõem o banco de dados não são instrumentadas, as contribuições das parcelas da carga mobilizadas na ponta e no fuste são estimadas de forma aproximada, utilizando-se para isto procedimento consagrado no meio técnico. Considera-se que a carga lateral é mobilizada a pequenos deslocamentos sendo, portanto, caracterizada pelo tramo linear curva carga-recalque. A carga de ponta é definida pela diferença entre a carga de ruptura e a carga mobilizada por atrito lateral (*e.g.* Alonso, 1988; Niyama *et al,* 1998; Velloso & Lopes, 2000).

A equação (16) expressa a capacidade de carga última de estacas cravadas. Sabendo-se que a capacidade de carga de uma estaca é relacionada com seu processo construtivo, devem-se estabelecer ajustes à equação (16) para considerar os diferentes tipos de estacas. Estes ajustes são representados pelos coeficientes α e β aplicados às resistências laterais e de ponta, respectivamente:

$$Q_U = \alpha \cdot Q_L + \beta \cdot Q_P \tag{17}$$

Os coeficientes α e β são obtidos através de correlações estatísticas entre os valores previstos pelo método proposto e valores medidos em provas de carga estática para diferentes tipos de estacas (cravadas pré-moldadas, hélice contínua e escavadas). As análises, baseadas em conceitos de regressão linear, são representadas pela equação:

$$E\{Y \mid x\} = a + bx \tag{18}$$

onde $E\{Y \mid x\}$ representa a curva de regressão linear e $a + bx$ representa a equação da curva de aproximação. Para os casos analisados nesta pesquisa, a é zero e b a declividade obtida estatisticamente pelo critério dos mínimos quadrados. A regressão utiliza uma análise com variância condicional modelada segundo a equação (19).

$$VAR\{Y \mid x\} = s^2 g^2(x) \tag{19}$$

onde $VAR\{Y \mid x\}$ representa a variância de Y associada a um dado valor de x, $g(x)$ é uma função pré-determinada, que representa a dependência da variância do valor de x e s é um coeficiente de ajuste. O erro quadrático (S) desta análise é estimado pela equação (20), adaptada para que seja considerada a ponderação pela variância dependente da variável x (Ang & Tang, 1975).

$$S^2 = \frac{\sum_{i=1}^{n} w_i (y_i - bx_i)^2}{n-2} \quad (20)$$

onde w_i é definido conforme o modelo de dependência da variável x ($w_i = 1/g^2\ (x)$), (n-2) é a divisão incluída para que o erro quadrático represente também a variância total do ajuste, ou seja, a variância dos resíduos. A função $g(x)$ é obtida testando-se várias hipóteses, é do tipo $g(x) = x^k$ com $k = 0{,}5$. Finalmente deve-se notar que o coeficiente s, como mencionado anteriormente, corresponde a um coeficiente que deve ser multiplicado à função $g\ (x_i)$ para obtenção do desvio padrão (σ), expresso como:

$$\sigma_i = s\sqrt{x_i} \quad (21)$$

Os resultados da análise estatística quando aplicado ao banco de dados resulta nos valores apresentados no Quadro 1. Estes valores representam somente a variabilidade das provas de carga que atingiram a ruptura ou valores superiores a 90% da carga de ruptura (grupo "a" do banco de dados UFRGS). Conhecendo-se o valor da estimativa média da carga lateral ou de ponta (x_i) e, respectivamente os coeficientes s_L e s_P (Quadro 1) pode-se estimar o desvio padrão das previsões pela equação (21).

Quadro 1 – Valores de regressão estatística

Tipo de Estaca	α	β	s_L	s_P
Cravada pré-moldada	1,5	1,1	5,1	7,2
Cravada metálica	1,0	1,0	7,7	9,7
Hélice contínua	1,0	0,6	6,3	12,2
Escavada	0,7	0,5	8,9	8,7

Analisando os resultados do Quadro 1, percebe-se uma tendência de variação dos valores de α e β em função do tipo de estaca que reflete o mecanismo de interação e o estado de tensões mobilizado na interface estaca-solo. Estacas metálicas, adotadas como referência na análise devido à semelhança com o amostrador SPT, apresentam valores unitários de α e β. As estacas pré-moldadas apresentam coeficientes ligeiramente superiores às metálicas, refletindo o atrito unitário concreto-solo superior ao atrito unitário aço-solo. Estacas escavadas mobilizam os menores valores de carga de ponta e atrito lateral devido ao alívio no estado de tensões do solo decorrente do processo de escavação. Estacas hélice contínua produzem uma condição intermediária entre estacas cravadas e escavadas para a carga mobilizada na ponta da estaca. O atrito unitário na estaca hélice contínua é da mesma ordem de grandeza das estacas cravadas, porém deve-se observar que o sobreconsumo verificado durante a concretagem (aumento do diâmetro) não é considerado nesta análise.

Nas Figs. 6, 7, 8 e 9 são apresentados os diagramas de dispersão carga prevista versus carga medida para os diferentes tipos de estacas analisados neste trabalho – estacas pré-moldadas de concreto, metálicas, hélice contínua e escavadas. Nestes diagramas, as cargas laterais e de ponta são representadas em função do tipo de solo. Nos diagramas de carga total, os pontos diferenciam-se em função da população que representam: provas de carga que atingiram a ruptura são representados com símbolos fechados e provas de carga que atingiram carregamentos inferiores a 90% da carga de ruptura com símbolos abertos. Conclui-se, da simples observação das comparações entre cargas medidas e cargas previstas que, apesar da dispersão observada, o método proposto é útil na estima-

tiva da capacidade de carga de diferentes tipos de estacas. Os diagramas de dispersão referentes aos diferentes tipos de estacas demonstram que a carga total estimada situa-se, para praticamente todos os casos analisados, entre os limites referenciais de declividade 1:2 e 2:1. Observa-se ainda que o método tende a reproduzir valores ligeiramente conservadores de carga para estacas escavadas, principalmente no que se refere à contribuição da parcela de atrito lateral.

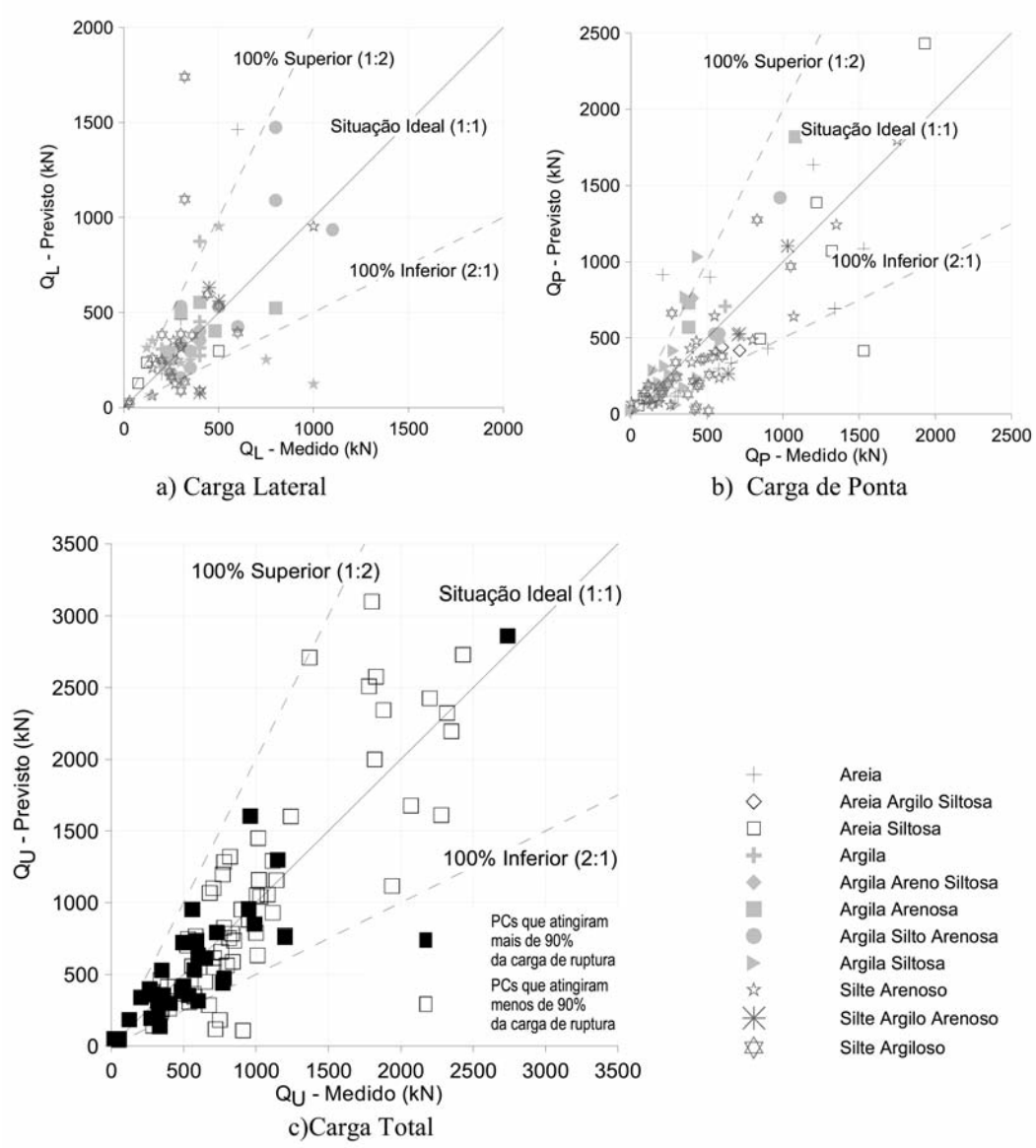


Fig. 6 – Diagramas de dispersão carga medida *versus* carga previstas para estacas cravadas pré-moldadas

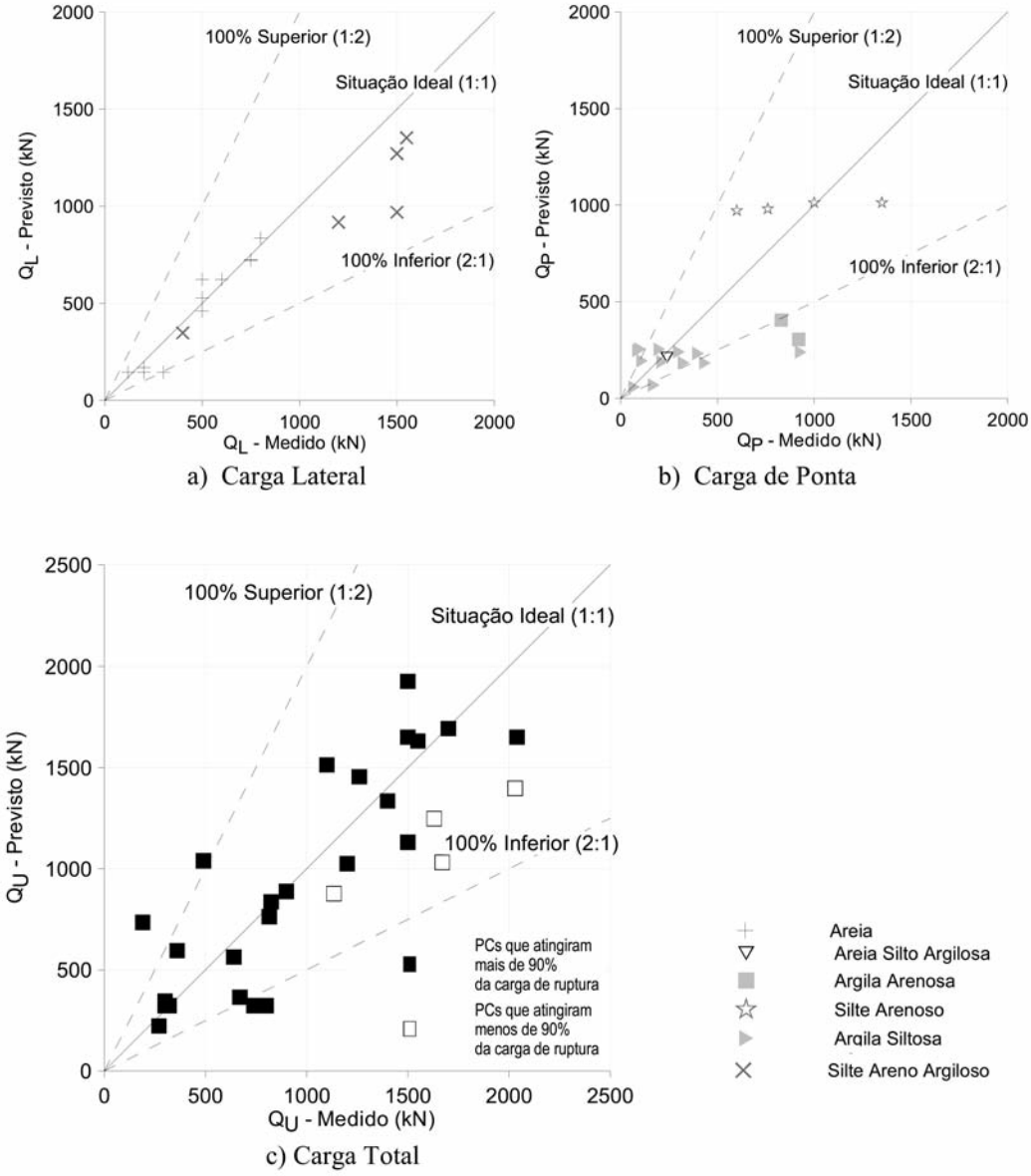


Fig. 7 – Diagramas de dispersão carga medida *versus* carga prevista para estacas cravadas metálicas.

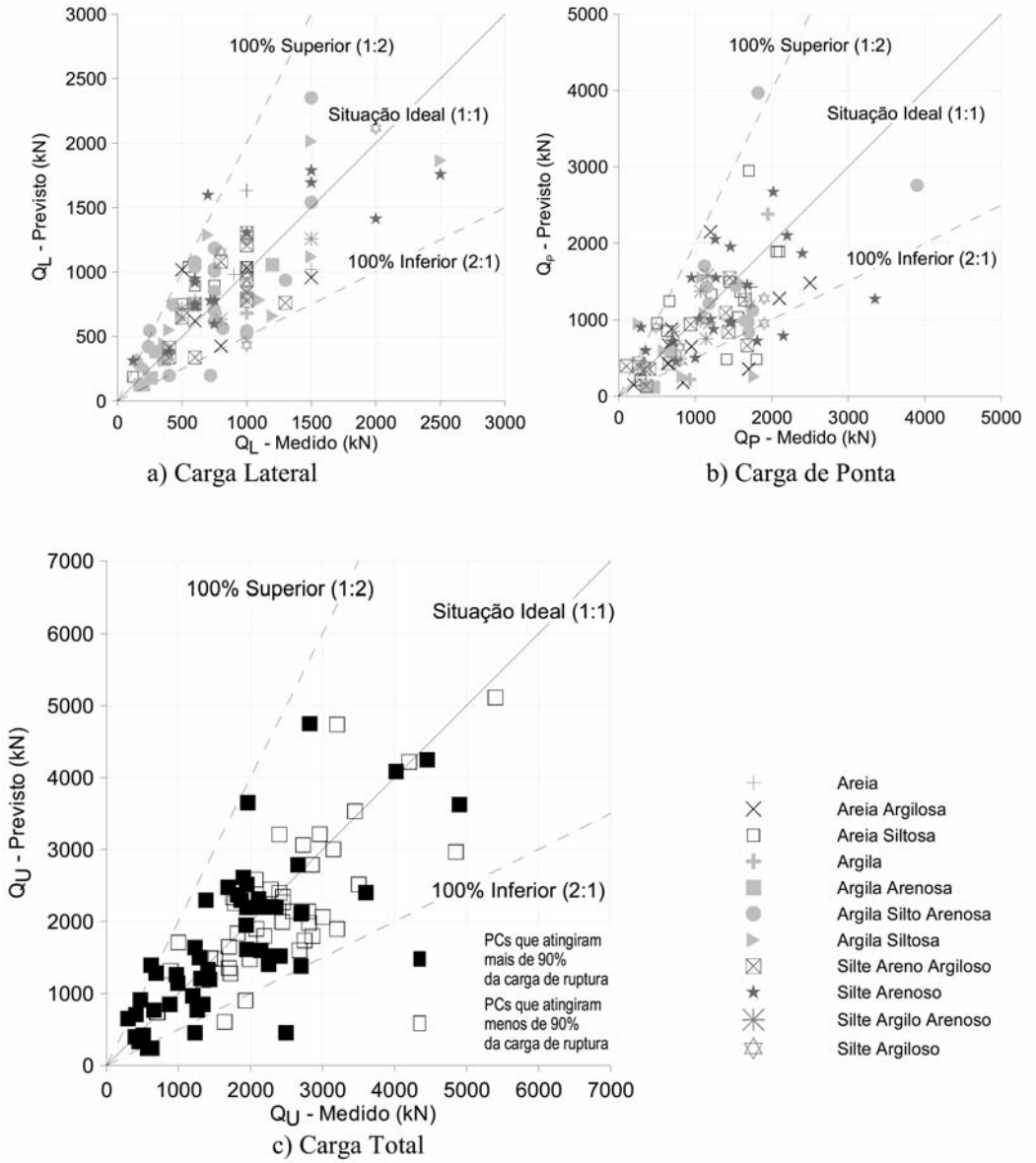


Fig. 8 – Diagramas de dispersão carga medida *versus* prevista estacas hélice contínua.

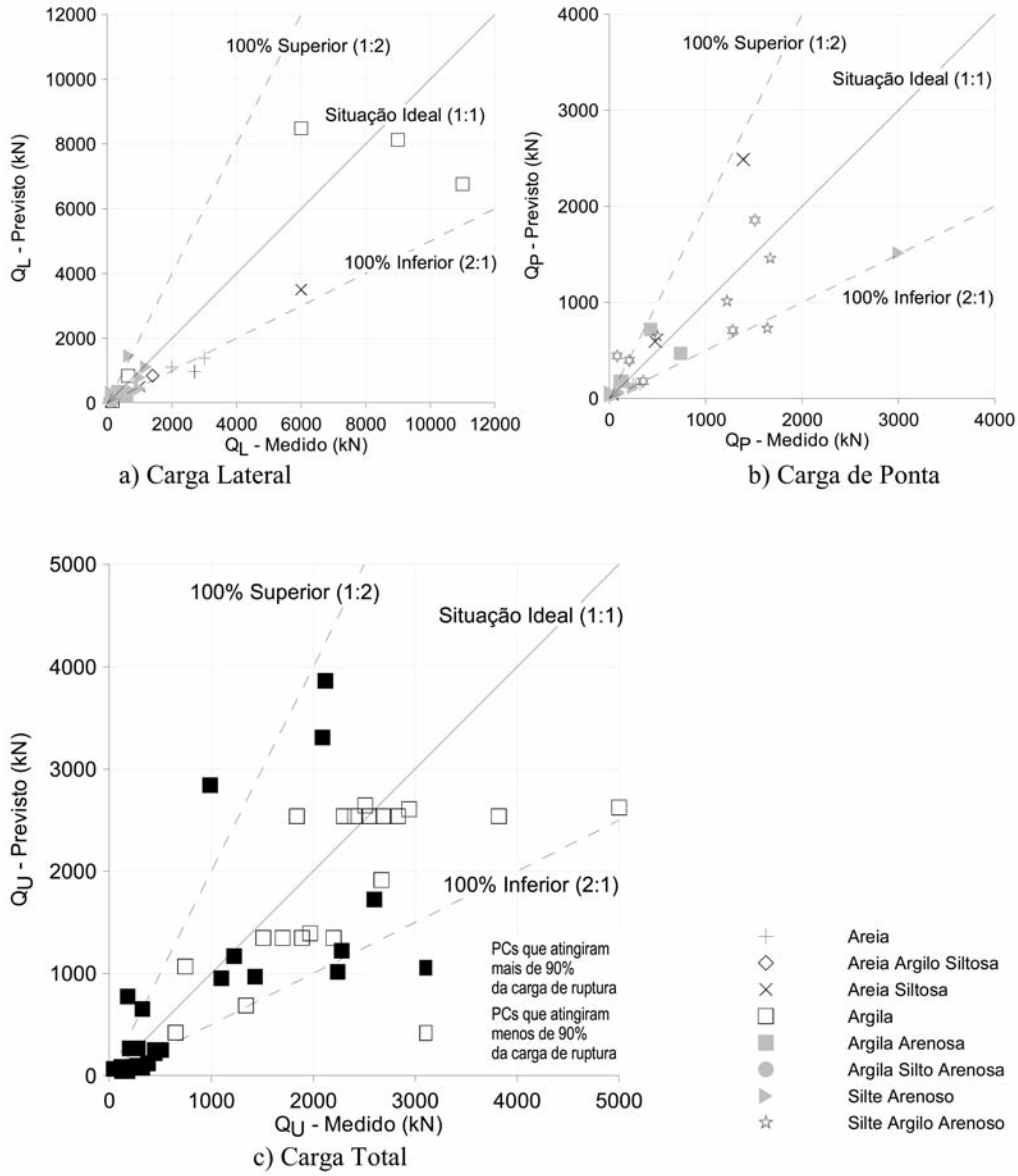


Fig. 9 – Diagramas de dispersão carga medida *versus* prevista estacas escavadas.

5 – CONSIDERAÇÕES FINAIS

A engenharia de fundações brasileira, e mesmo internacional, é fortemente baseada na interpretação de ensaios SPT, utilizando metodologias desenvolvidas nas décadas de 1960 e 1970. Conceitos teóricos baseados nas leis da dinâmica e desenvolvimentos tecnológicos na área de instrumentação abriram novas oportunidades à engenharia a partir da década de 90, traduzidas, no presente trabalho, através da formulação de um novo método de previsão de capacidade de carga de estacas. Embora a formulação apresentada seja bastante simples, não alterando a prática já consa-

grada de correlacionar o número de golpes N_{spt} à carga última da estaca, esta nova abordagem apresenta vantagens em relação a métodos empíricos:

a) o uso de diferentes equipamentos e procedimentos utilizados, resultantes de fatores locais e grau de desenvolvimento tecnológico regional, não interfere no método de previsão proposto, desde que a eficiência de cada sistema de SPT seja devidamente aferida;

b) a energia transmitida pelo sistema martelo-haste-amostrador é função do tipo de solo e portanto o método captura a influência do solo na previsão da capacidade de carga da estaca. Logo, não há necessidade de introduzir coeficientes empíricos que dependam do tipo de solo, ao contrário das outras metodologias baseadas no ensaio SPT.

Reitera-se que esta metodologia não tem como objetivo a redução da dispersão das previsões, pois estas são inerentes à engenharia de fundações (conforme discutido ao longo do trabalho). Através da aplicação de conceitos de energia e dinâmica na interpretação do ensaio SPT, busca estabelecer bases para abordagens de maior rigor conceitual, introduzindo nos cálculos os fatores intervenientes do tipo de equipamento, solo e estaca.

6 – AGRADECIMENTOS

Os autores deste trabalho agradecem à CAPES pelo apoio financeiro, às empresas *Geoforma Engenharia Ltda, Milititsky Consultoria Geotécnica* e *Benapar - Fundações, Geotecnia e Estruturas* pela colaboração na formação do banco de dados.

7 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Aas, G. (1966). *Baerceevne av peler I frisksjonsjordater,* NGI Forening Stipendium, Oslo.

ABNT, NBR 6122 (1996). *Projeto e execução de fundações.* Associação Brasileira de Normas Técnicas.

Alonso, U. R. (1988). *Previsão e controle das fundações.* Edgard Blücher Ltda, p. 142.

Ang & Tang (1975). *Probability concepts in engineering planning and design.* John Wiley & Sons, Inc, p. 409.

Aoki, N.; Cintra, J.C.A. (2000). *The application of energy conservation Hamilton´s principle to the determination of energy efficiency in SPT tests.* Proceedings of the sixth international conference on the application of stress-wave theory to piles, São Paulo, p.457-460.

Aoki, N.; Velloso, D. A. (1975). *An approximate method to estimate the bearing capacity of piles.* V Congreso Panamericano de Mecanica De Suelos Y Cimentaciones – Passmfe, Buenos Aires, V5, p. 367-374.

Bustamante, M.; Gianeselli, L. (1982). *Pile bearing capacity prediction by means of static penetrometer CPT.* European Symposium on penetration testing, Amsterdam, v2, p 493-500.

De Ruiter J.; Berigem F. L. (1979). *Pile Foundation for large north sea structures.* Maryne Geotechnology, v3(3), p. 276-314.

Décourt, L.; Quaresma, A. R. (1978). *Capacidade de carga de estacas a partir de valores de SPT.* 6º Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações - Cbmsef, Rio de Janeiro.

Lobo, B. O. (2005). *Método de previsão de capacidade de carga de estacas: aplicação dos conceitos de energia do ensaio SPT.* Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, 121p.

Lobo, B. O. (2008). *Estudo dos efeitos de escala nos processos de penetração dinâmica.* Tese de Doutorado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, (pré-print).

Niyama, S.; Aoki, N. Chamecki, P. R.(1988). *Verificação de desempenho. Fundações teoria e prática.* Pini, p. 31.

Odebrecht, E. (2003). *Medidas de energia no ensaio SPT.* Tese de Doutorado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, 230 p.

Odebrecht E., M. M. Rocha, F. Schnaid, G. P. Bernardes (2004). *Transferência de energia no ensaio SPT: Efeito do comprimento de hastes e da magnitude de deslocamentos.* Revista Solos e Rochas, vol. 27:11, p.69-82.

Odebrecht, E; Rocha, M. M; Schnaid, F; Bernardes, G. P. (2005). *Energy efficiency for standard penetration tests.* ASCE, J. Geotech. and Geoenvir. Engrg. v 131:10, p.1252-1263.

Poulos, H. G. and Davis, E. H. (1980). *Pile foundation analysis and design.* Wiley, New York.

Sanglerat, G. (1972). *The penetrometer and soil exploration.* Elsevier Amsterdam.

Schnaid, F. (2000). *Ensaios de campo e suas aplicações na engenharia de fundações.* Oficina de Textos p. 189.

Schnaid,F.; Lehane, B. M.; Fahey, M. (2005). *In situ test characterization of unusual geomaterials.* Proceedings ISC-2 on Geotechnical and Geophysical Site Characterization. Porto, v1, p.49-73.

Tomlinson, M. J. (1986). *Foundation design and construction.* 5th Ed, Pitman Books Ltd., London.

Velloso, D.A.; Lopes, F.R. (2002). *Fundações.* COPPE/UFRJ, p. 472.

Velloso, P. P. C. (1981). *Estacas em solo: dados para a estimativa do comprimento.* Ciclo de Palestras sobre Estacas Escavadas, Clube de Engenharia Rio de Janeiro.

Vésic, A. S. (1972). *Expansion of cavities in infinite soil mass.* Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, v98:SM 3 p. 265-290.

ENSAIO DE CARGA DINÂMICO – UM CASO DE ESTUDO SOBRE ESTACAS MOLDADAS

Dynamic load test – A case study on bored piles

José Jorge Gouveia Pereira*
Jaime Alberto dos Santos**
António Gomes Correia***
Teresa Nogueira Simões****

RESUMO – Neste trabalho descrevem-se os fundamentos teóricos baseados na equação de onda para interpretação do ensaio de carga dinâmico em estacas. Descreve-se, ainda, a formulação numérica para a resolução do problema de equilíbrio dinâmico. Analisa-se um caso de estudo sobre estacas moldadas, em que se comparam os resultados dos ensaios de carga dinâmicos com os obtidos no ensaio de carga estático.

SYNOPSIS – This paper describes the fundamentals of wave equation theory applied to piles. The numerical formulation to solve the dynamic equilibrium problem is also described. A case study on bored piles is analysed, in which dynamic load tests results are compared with the static load test results.

PALAVRAS CHAVE – Estaca, Ensaio de Carga Estático, Ensaio de Carga Dinâmico.

1 – INTRODUÇÃO

Tradicionalmente, a capacidade resistente das estacas é verificada através do ensaio de carga estático, mas devido a questões económicas e aos prazos de execução das obras, nalguns países tem vindo a ser complementado pelo ensaio de carga dinâmico. Este ensaio encontra-se normalizado em diversos países. Possivelmente, o código mais divulgado que rege este ensaio é a norma ASTM D 4945-00.

O princípio de execução do ensaio é relativamente simples, uma vez que consiste apenas na aplicação de um impacto na cabeça da estaca, gerando uma onda que se propaga até à ponta onde se reflecte voltando à cabeça. A forma mais simples de provocar este impacto é através da utilização do equipamento de cravação de estacas, até porque, no caso das estacas cravadas, já se encontra em obra.

A onda gerada propaga-se na estaca sob a forma de uma onda longitudinal e unidimensional segundo o eixo da estaca. No processo de propagação a onda é afectada pela interacção solo-estaca. A análise através da equação de onda consiste na quantificação desta interacção, através do estudo da onda, que se propaga na estaca, inicialmente no sentido descendente e numa fase posterior no sentido ascendente.

Devido às limitações tecnológicas, embora se conhecessem os princípios de execução e de interpretação do ensaio, este não era muito utilizado. Esta situação alterou-se com o desenvolvimento dos meios informáticos e com o trabalho pioneiro de Smith (1960).

* Mestre em Georrecursos, e-mail: gouveiapereira_mail@yahoo.com
** Professor Associado do Instituto Superior Técnico, DECivil, e-mail: jaime@civil.ist.utl.pt
*** Professor Catedrático, Universidade do Minho, e-mail: agc@civil.uminho.pt
**** Engenheira Civil, SOPECATE, e-mail: teresans@sopecate.com

Numa primeira fase de aplicação deste ensaio, a energia transferida para a estaca era determinada a partir da velocidade de impacto do martelo e do coeficiente de restituição do amortecedor. Cada uma destas grandezas era determinada teoricamente recorrendo às leis básicas da física. A interpretação do ensaio baseava-se na energia transferida para a estaca e no trabalho realizado correspondente à penetração da estaca.

As dúvidas surgidas na interpretação do ensaio podiam dever-se às incertezas no conhecimento dos parâmetros do solo, mas também às aproximações efectuadas no cálculo da energia. Para ultrapassar estas incertezas foi implementada a realização de medidas na própria estaca, efectuadas por extensómetros e acelerómetros. Desta forma, são obtidas as curvas da força e da velocidade em função do tempo numa determinada posição da estaca. Actualmente, é esta a técnica utilizada, que se designa por *ENSAIO DE CARGA DINÂMICO*.

O ensaio de carga dinâmico tem como principal objectivo a determinação da capacidade resistente do conjunto solo-estaca, mas os dados que permite obter podem ainda ser utilizados na verificação da integridade da estaca, no cálculo da eficiência do sistema de aplicação do impacto (sistema de cravação), na determinação das tensões aplicadas à estaca e na quantificação de algumas propriedades mecânicas do solo.

Têm sido efectuadas correlações entre os resultados deste ensaio e os do ensaio de carga estáti - co, mostrando para vários tipos de estacas e em diferentes tipos de solos que existe uma concordância bastante satisfatória entre os resultados de ambos os ensaios, principalmente nas situações em que o ensaio dinâmico é realizado na mesma estaca e após o ensaio estático (Likins and Rausche, 2004).

2 – FUNDAMENTOS TEÓRICOS DA EQUAÇÃO DE ONDA

O ensaio de carga dinâmico pode ser interpretado admitindo a hipótese da propagação unidimensional das ondas, considerando apenas os deslocamentos axiais da estaca. A equação de equilíbrio dinâmico (equação de onda) que rege o comportamento do sistema solo-estaca é dada por:

$$\frac{\partial^2 y}{\partial z^2} = \frac{1}{c^2}\frac{\partial^2 y}{\partial t^2} - \frac{R}{EA} \tag{1}$$

na qual:

y é o deslocamento axial da estaca;
z é a variável espacial;
c é a velocidade de propagação das ondas mecânicas, na estaca $(=\sqrt{E/\rho})$;
ρ é a massa volúmica;
t é a variável temporal;
R é a resistência mobilizada, por unidade de comprimento da estaca;
E é o módulo de deformabilidade da estaca;
A é a secção da estaca;

Resolvendo a expressão (1) pelo método das características, obtêm-se soluções da forma:

$$y = \psi_d (z - ct) = \psi_a (z + ct) \tag{2}$$

na qual:

ψ_d e ψ_a são funções que representam ondas que se propagam no sentido descendente e ascendente, respectivamente.

A velocidade da onda na estaca *(v)* é definida pela expressão (3), enquanto que a força na estaca *(F)* é obtida pela expressão (4).

$$v = \frac{\partial y}{\partial t} = -c(\psi'_d - \psi'_a) \tag{3}$$

$$F = -EA\frac{\partial y}{\partial z} = -EA(\psi'_d + \psi'_a) \tag{4}$$

nas quais a plica significa derivada da função em ordem ao tempo e ao espaço, respectivamente nas equações (3) e (4).

Tanto a velocidade como a força podem ser consideradas como a sobreposição de duas componentes, uma devida à onda descendente (v_d e F_d) e outra devida à onda ascendente (v_a e F_a), pelo que as expressões (3) e (4) devem ser rescritas como:

$$v = v_d + v_a = -c\psi'_d + c\psi'_a \tag{5}$$

$$F = F_d + F_a = -EA\psi'_d - EA\psi'_a = Z(v_d - v_a) \tag{6}$$

na qual Z é a impedância da estaca (= *EA/c*).

As expressões (3) e (4) podem ser utilizadas para estudar a propagação das ondas descendentes e ascendentes na estaca, variando a localização das secções consideradas, quantificando a interacção do solo circundante. Esta quantificação é mais bem conseguida se a estaca for dividida em elementos de comprimento *dl* considerando a resistência do solo que lhe corresponde. Por sua vez, a acção deve ser discretizada em intervalos *dt*, que correspondem à passagem da onda de um elemento para o elemento seguinte.

A resistência mobilizada entre dois nós consecutivos pode ser representada por R_i que depende do deslocamento e da velocidade desse elemento. Se R_i for considerada positiva quando resiste ao movimento descendente da estaca, então provoca ondas que se deslocam no sentido descendente e ascendente, de amplitude:

$$R_i = 2\Delta F_a = -2\Delta F_d \tag{7}$$

Devido ao efeito de sobreposição, estas ondas provocam alterações nas ondas que já se propagavam na estaca. Desta forma, as velocidades das ondas resultantes que se propagam nos sentidos descendente e ascendente, no nó *i* são expressas em função do tempo por:

$$(v_d)_i[t+dt] = (v_d)_{i-1}[t] - \frac{(R_s)_{i-1}[t+dt]}{2Z} \tag{8}$$

$$(v_a)_i[t+dt] = (v_a)_{i+1}[t] + \frac{(R_s)_i[t+dt]}{2Z} \tag{9}$$

nas quais o símbolo *s* simboliza um elemento no fuste da estaca.

Na ponta da estaca, a onda descendente reflecte-se. A amplitude da onda reflectida depende da resistência mobilizada pela ponta da estaca. A força na estaca deve equilibrar a resistência mobilizada pela ponta da estaca R_b, pelo que a velocidade da onda reflectida é expressa por:

$$(v_a)_n[t+dt] = (v_d)_n[t+dt] - \frac{R_b[t+dt]}{Z} \tag{10}$$

na qual o símbolo *n* simboliza o elemento na ponta da estaca.

Desta forma a velocidade da ponta da estaca *(v_n)*, pode ser obtida a partir da onda descendente ou ascendente de acordo com:

$$v_n = 2v_a + \frac{R_b}{Z} = 2v_d - \frac{R_b}{Z} \tag{11}$$

A expressão (10) implica que a força reflectida na ponta seja obtida a partir da força descendente de acordo com a expressão:

$$F_a = -Zv_a = R_b - F_d \tag{12}$$

A amplitude da onda reflectida varia desde -F_d, nos casos em que a resistência de ponta for nula a F_d no caso em que a velocidade da ponta for nula, ou seja, a resistência de ponta tem o dobro da amplitude da força descendente.

3 – VERIFICAÇÃO PRELIMINAR DA QUALIDADE DOS DADOS

A interpretação dos resultados do ensaio de carga dinâmico fundamenta-se no registo da força e da velocidade, em função do tempo, medidas na proximidade do topo da estaca. Estes registos permitem verificar se os parâmetros de entrada (por exemplo, as características geométricas da estaca) estão correctos e determinar a capacidade resistente mobilizada durante o ensaio. Desta forma, pode verificar-se a qualidade dos resultados através da metodologia que se descreve seguidamente:

– o trecho inicial das curvas de velocidade e da força medidas na proximidade do topo da estaca são proporcionais entre si, sendo a constante de proporcionalidade definida como impedância da estaca. Uma forma simples de verificar a qualidade dos resultados obtidos nos ensaios é determinar o produto da velocidade medida pela impedância da estaca e compará-lo com a força medida. Se as curvas não se ajustarem pode ser alterado um ou mais dos parâmetros utilizados na definição da impedância de forma a que o ajuste seja melhorado.

– a velocidade de propagação da onda longitudinal no material da estaca pode ser obtida a partir do ensaio de carga dinâmico, desde que a reflexão da onda na base da estaca seja perfeitamente identificada. O comprimento da estaca pode ser avaliado a partir do tempo necessário para que a onda atinja a ponta da estaca e regresse à cabeça.

Quando a onda, que viaja no sentido descendente da estaca, encontra a resistência do solo, ocorre reflexão gerando uma onda que viaja no sentido ascendente. A onda medida na cabeça da estaca é a sobreposição da onda ascendente com a onda descendente. Esta sobreposição tem o efeito de aumentar a força e diminuir a velocidade. Desta forma, os gráficos da força e da velocidade multiplicada pela impedância vão afastar-se, e definem a resistência do solo que provocou as ondas reflectidas. Inicialmente esta diferença é apenas devido à resistência lateral, mas após 2*L/c* (onde *L* é o comprimento da estaca) também se deve à resistência de ponta (Figura 1).

Se a resistência de ponta for pequena ou não existir, a onda reflectida na ponta ocorre sob a forma de uma onda de tracção, somando-se à onda descendente, tendo o efeito de aumentar a velocidade e diminuir a força na cabeça da estaca, como demonstrado pela conjugação das expressões (5), (6), (7) e (8), decorrentes da resolução da equação da onda pelo método das características.

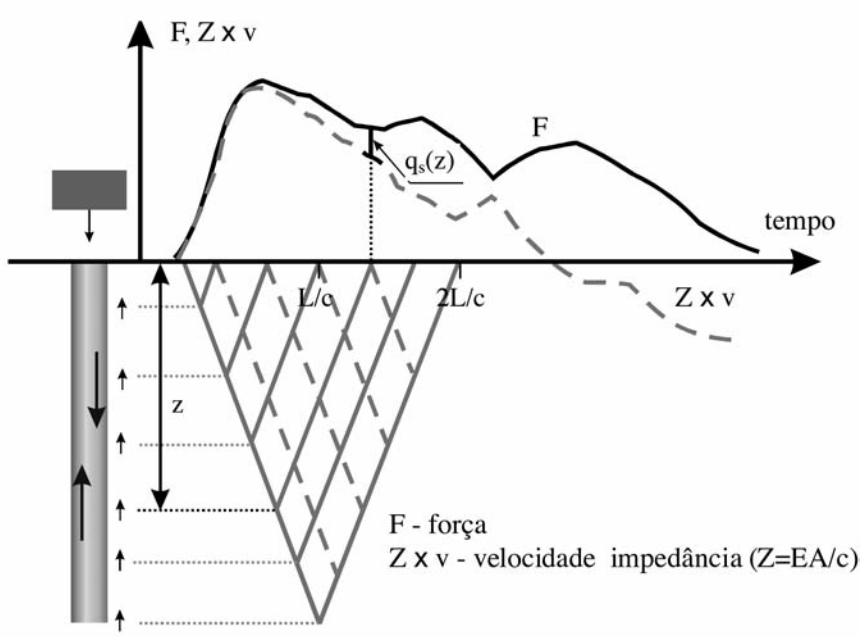


Fig. 1 – Registo típico de força-velocidade (Niyama *et al,* 1996; Santos, 1997).

4 – MODELO DE SMITH

Smith (1960) desenvolveu um modelo para estudo da propagação das ondas na estaca. Este modelo considera o martelo, o amortecedor, a estaca e o solo que são representados por um conjunto de blocos rígidos, massas, molas e amortecedores, como mostra a Figura 2.

O tempo durante o qual a acção é considerada, é dividido em pequenos intervalos, normalmente definidos de acordo com o comprimento de cada bloco segundo a expressão (13):

$$dt = \frac{dl}{c} \tag{13}$$

na qual:

dt é o intervalo de tempo necessário para que a onda percorra a distância dl;
dl é o comprimento de cada um dos elementos considerados na estaca.

Este modelo requer determinados parâmetros de entrada, que podem ser divididos em três grupos: parâmetros do sistema de aplicação do impacto, parâmetros da estaca e parâmetros do solo. Estes parâmetros são descritos, sucintamente, de seguida:

– *parâmetros do sistema de aplicação do impacto* – os dados de entrada do sistema de aplicação do impacto simulam o comportamento do martelo, do coeficiente de restituição do amortecedor e da rigidez da estaca, sendo o:

- martelo, modelado como um peso com rigidez infinita;
- amortecedor do martelo, modelado como uma mola sem peso e de rigidez finita;
- maciço de encabeçamento (capitel) modelado como um peso de rigidez infinita;
- amortecedor da estaca modelado como uma mola de rigidez finita.

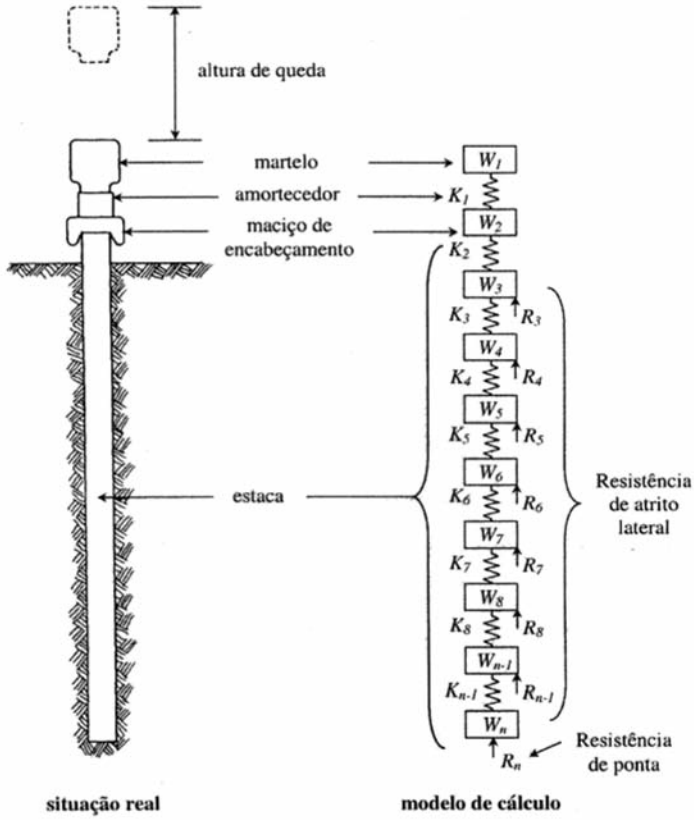


Fig. 2 – Modelação da estaca.

Para o sistema de cravação podem ser considerados os seguintes factores:

- energia do martelo;
- eficiência;
- peso do martelo;
- peso do maciço de encabeçamento;
- rigidez do amortecedor do martelo e coeficiente de restituição;
- rigidez do amortecedor da estaca e coeficiente de restituição (para estacas de betão).

A estes elementos não é dada grande relevância, porque não necessitam de ser considerados no modelo de cálculo adoptado neste trabalho.

– *parâmetros da estaca* – a estaca é dividida, em geral, num determinado número de elemen - tos de comprimentos iguais *dl,* sendo cada um deles representado por um bloco (simulando o peso do elemento) e uma mola (simulando a rigidez do elemento). O peso e a rigidez do elemento dependem do seu comprimento de acordo com as expressões (14) e (15), respec - tivamente.

$$W = \gamma A dl \tag{14}$$

$$K = \frac{EA}{dl} \tag{15}$$

na qual γ é o peso volúmico do material.

O peso de cada um destes elementos é representado na Figura 2 por um bloco (W_3 a W_n), enquanto que a sua rigidez é representada, na mesma figura, por uma mola (K_2 a K_{n-1}). Este modelo considera que os elementos de estaca, representados pelas molas K_2 a K_{n-1}, exibem um comportamento elástico e linear, como se mostra na Figura 3a). Contudo, Samson *et al.* (1963) sugerem que podem ser considerados outros tipos de comportamento para os elementos de estaca, ilustrados nas alíneas b), c) e d) da mesma figura.

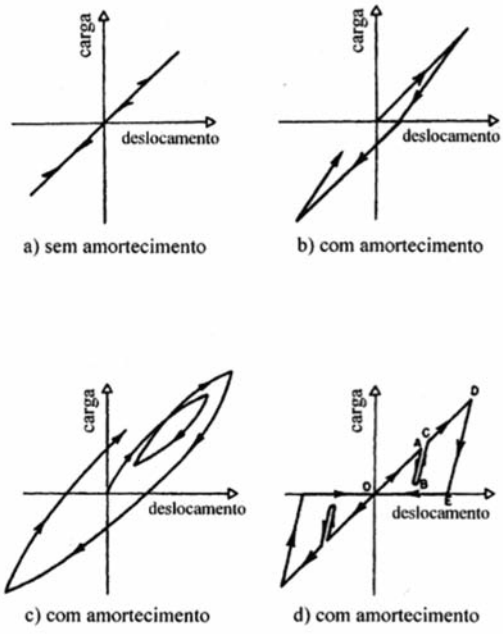


Fig. 3 – Diferentes tipos de comportamentos para os elementos de estaca.
(Adaptado de Samson *et al.,* 1963).

– *parâmetros do solo* – o solo é modelado através de um conjunto de molas e de amortecedores. Assim, a resistência total (dinâmica) mobilizada em cada elemento é igual à soma das componentes estática e de amortecimento. A análise dinâmica baseia-se em três parâmetros do solo: deslocamento elástico limite Q; factor de amortecimento J e resistência última R_u.

Este modelo considera que o solo tem um comportamento elástico-perfeitamente plástico, no qual existem duas zonas: uma zona inicial em que a resistência é proporcional ao deslocamento, e uma segunda zona em que a resistência se mantém com o aumento do deslocamento, como apresentado na Figura 4. O ponto que marca a separação das duas zonas é definido pelo deslocamento elástico limite (conhecido na bibliografia por "quake") e pela resistência última R_u.

O factor de amortecimento J define a forma como a energia é dissipada pelo solo, corresponden - do a uma diminuição da energia efectiva transmitida aos restantes elementos da estaca. Através dos cálculos numéricos, a partir da equação de onda, é possível obter a velocidade instantânea de qualquer ponto em qualquer instante. Se a velocidade instantânea de um ponto da estaca for designada por v, e o factor de amortecimento por J, o produto JvR_x traduz a resistência por amortecimento do ponto x, representado na Figura 4. Esta metodologia aplica-se ao fuste e à ponta da estaca.

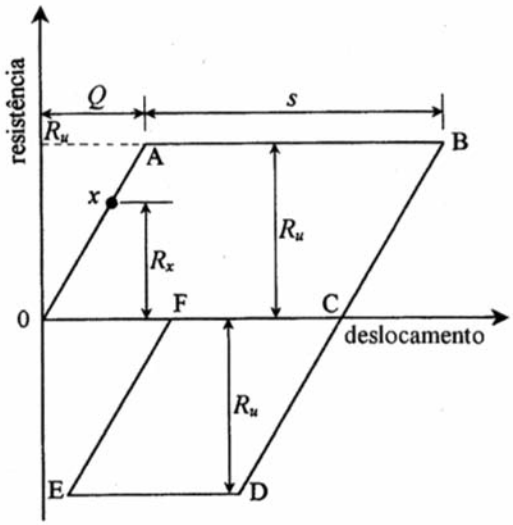


Fig. 4 – Diagrama resistência–deslocamento para o solo.

5 – IMPLEMENTAÇÃO NUMÉRICA DO MODELO

Considerando que a estaca tem um comportamento elástico e linear, que está sujeita apenas a tensões axiais e que não possui amortecimento interno, tal como é representado pelo esquema da Figura 2 e pela Figura 3a), e que o solo tem um comportamento elástico-perfeitamente plástico, como apresentado na Figura 4, podem ser utilizadas 5 equações básicas da física elementar, para modelar o ensaio de carga dinâmico em estacas.

A velocidade dum bloco qualquer, num dado instante, produz-lhe um deslocamento no instante seguinte. Assim, é possível determinar o deslocamento de um determinado bloco num dado instante, *t,* a partir do deslocamento desse bloco e da sua velocidade no instante anterior, *t-dt,* de acordo com a expressão (16):

$$d_i(t) = d_i(t - dt) + v_i(t - dt)dt \tag{16}$$

na qual:

$d_i(t)$ é o deslocamento do bloco *i* no instante *t*;
$d_i(t\text{-}dt)$ é o deslocamento do bloco *i* no instante *t-dt*;
$v_i(t\text{-}dt)$ é a velocidade do bloco i no instante *t-dt*;
dt é o intervalo de tempo entre 2 instantes consecutivos.

O deslocamento de uma determinada mola é igual à diferença entre os deslocamentos dos blocos que lhe estão associados:

$$c_i(t) = d_i(t) - d_{i+1}(t) \tag{17}$$

na qual:

$c_i(t)$ é o deslocamento da mola *i* no instante *t*;
$d_{i+1}(t)$ é o deslocamento do bloco *i*+1 no instante *t*.

A força actuante em cada mola é proporcional ao seu deslocamento de acordo com a expressão (18).

$$F_i(t) = c_i(t)K_i(t) \tag{18}$$

na qual:

$F_i(t)$ é a força da mola i no instante t;

$K_i(t)$ é a rigidez da mola i no instante t (considera-se que não varia com o tempo).

A força de inércia num determinado bloco, i, pode ser determinada através da equação de equilíbrio dinâmico (19).

$$Fr_i(t) = F_{i-1}(t) - F_i(t) - R_i(t) \tag{19}$$

na qual:

$Fr_i(t)$ é a força de inércia no bloco i no instante t;

$F_{i-1}(t)$ é a força da mola i-1 no instante t;

$R_i(t)$ é a resistência total mobilizada no bloco i no instante t.

Determinada a força de inércia num dado bloco é possível calcular a aceleração correspondente e estimar a alteração que esta produz na velocidade de acordo com a expressão (20):

$$v_i(t) = v_i(t - dt) + Fr_i(t)dt\frac{g}{W_i(t)} \tag{20}$$

na qual:

$v_i(t)$ é a velocidade do bloco i no instante t;

g é a aceleração da gravidade;

$W_i(t)$ é o peso do bloco i no instante t (considera-se que não varia com o tempo).

A velocidade obtida no instante t é utilizada para o novo ciclo de cálculo correspondente ao instante posterior, $t+dt$, e assim sucessivamente para todos os blocos. O programa deve repetir estes ciclos até que a velocidade descendente de todos os elementos seja nula ou negativa.

Na Figura 4 foi considerado que o solo, quando sujeito a compressão, tem um comportamento elástico até o deslocamento atingir o valor de Q, a partir daí exibe um comportamento plástico com resistência constante, que para o caso do bloco i é designada por R_{u_i} . Na implementação numérica o solo é representado de acordo com a Figura 5, onde $K_i'(t)$ representa a rigidez do solo (considera-se independente do tempo). O valor de $K_i'(t)$ pode ser obtido a partir da expressão (21):

$$K_i'(t) = \frac{R_{u_i}(t)}{Q} \tag{21}$$

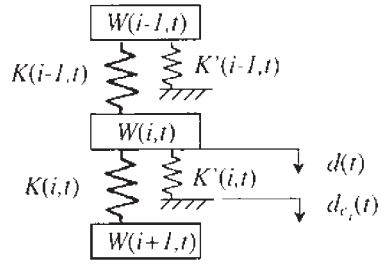


Fig. 5 – Modelo de interacção solo-estaca.

Na Figura 5 $d_i(t)$ é o deslocamento do bloco *i* calculado a partir da expressão (16), e $dc_i(t)$ é o deslocamento plástico do solo, obtido pela diferença entre o deslocamento total e o deslocamento elástico limite. A resistência mobilizada na mola *i* da Figura 5 é obtida por multiplicação de $K_i'(t)$ pela diferença $d_i(t)$-$dc_i(t)$, de acordo com a expressão seguinte:

$$R_i(t) = [d_i(t) - dc_i(t)]K_i'(t) \tag{22}$$

Para modelar o amortecimento viscoso do solo introduz-se um factor adicional proporcional à velocidade instantânea, ou seja:

$$R_i(t) = [d_i(t) - dc_i(t)]K_i'(t)[1 + J_l(i)v_i(t - dt)] \tag{23}$$

na qual $J_l(i)$ é a constante de amortecimento lateral.

No caso específico do bloco n, situado na ponta da estaca, tem-se a expressão (24):

$$R_n(t) = [d_n(t) - dc_n(t)]K_n'(t)[1 + J_p v_n(t - dt)] \tag{24}$$

Atendendo a que as expressões (23) e (24) não traduzem o efeito do amortecimento quando $d(i,t)$-$dc(i,t)$ for nulo, a partir do ponto A da Figura 4, as expressões (23) e (24) devem ser substituídas pelas expressões (25) e (26).

$$R_i(t) = [d_i(t) - dc_i(t)]K_i'(t) + J_l(i)K_i'(t)Q_i(t)v_i(t - dt) \tag{25}$$

$$R_n(t) = [d_n(t) - dc_n(t)]K_n'(t) + J_p K_n'(t)Q_n(t)v_n(t - dt) \tag{26}$$

Da Figura 4 é possível verificar que, se o ponto x se encontrar entre a origem e o ponto A (situação 1), o deslocamento plástico será nulo pelo que se podem utilizar as expressões (23) e (24). Se o ponto *x* se encontrar entre os pontos A e B (situação 2) o deslocamento plástico deixa de ser nulo, aumentando com a diferença entre o deslocamento total e o deslocamento elástico limite. Num determinado ponto deste intervalo, as expressões (23) e (24) podem anular-se, pelo que estas devem ser substituídas pelas expressões (25) e (26). Quando o ponto *x* está situado entre os pontos B e D (situação 3), o deslocamento plástico mantém-se constante, igual ao obtido no ponto B, pelo que se podem utilizar as expressões (23) e (24) ou (25) e (26), desde que nenhuma das duas primeiras se anule. Se o ponto *x* se encontrar entre os pontos D e E (situação 4) o deslocamento diminui e nesta situação o deslocamento total e o deslocamento plástico podem anular-se, pelo que, devem ser utilizadas as expressões (25) e (26). A análise da Figura 4 é apresentada no Quadro 1.

Quadro 1 – Análise da Figura 4

Situação	Pontos limites	*dc*	Expressões
1	0 e A	*0*	(23) e (24)
2	A e B	*d - Q*	(25) e (26)
3	B e C	$(d - Q)_B$	(23) e (24) ou (25) e (26)
4	C e D	*d + Q*	(25) e (26)

Os valores de $dc_i(t)$ são determinados respeitando três condições:

1 – são nulos até serem alterados por uma das condições 2 ou 3 seguintes;
2 – $dc_i(t)$ não pode ser menor que $d_i(t)$-Q;
3 – $dc_i(t)$ não pode ser maior que $d_i(t)$+Q.

Aquando da implementação numérica, deve ser inserida no programa uma rotina que permita determinar os deslocamentos plásticos laterais de forma semelhante à apresentada na Figura 6a). Desta forma, é assegurado que a diferença entre o deslocamento e o deslocamento plástico em cada mola *i*, não excede o deslocamento elástico limite. No caso da ponta a condição 3 não se verifica, pelo que deve ser alterada a rotina de forma a que o deslocamento plástico da ponta seja determinado isoladamente e de forma semelhante à apresentada na Figura 6b). Esta rotina define que a estaca admite apenas tensões de compressão na ponta.

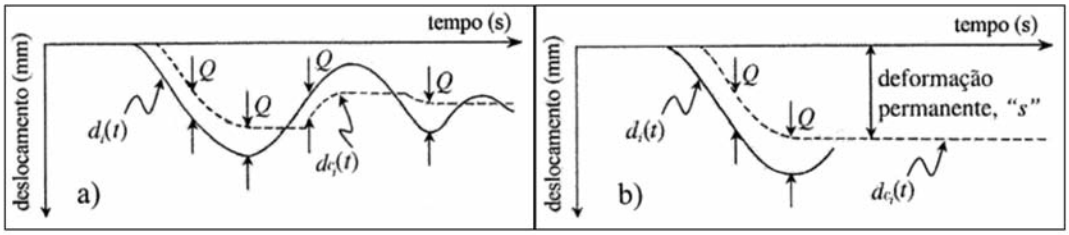


Fig. 5 – Modelo de interacção solo-estaca.

6 – PARÂMETROS DO MODELO

A utilização do modelo de Smith requer um conjunto de parâmetros, cuja influência relativa foi estudada por Gouveia Pereira (2003) e Gouveia Pereira *et al.* (2004). Alguns dos parâmetros do modelo relacionados com o solo, nomeadamente o deslocamento elástico limite Q e o factor de amortecimento J, não são directamente relacionáveis com os que normalmente se determinam pelos ensaios clássicos, o que constitui uma dificuldade considerável na interpretação do ensaio de carga dinâmico. No Quadro 2 são apresentadas algumas propostas empíricas de diversos autores, para estes parâmetros.

Salienta-se que, o deslocamento elástico limite Q está relacionado com o repique da estaca aquando da dissipação da força de impacto após cada um dos golpes.

Relativamente ao factor de amortecimento, Smith (1960) entre outros autores sugere que se tome para o factor de amortecimento lateral J_l um valor de cerca de 1/3 do factor de amortecimento de ponta J_p.

Segundo Smith, este modelo não é muito "sensível" ao factor de amortecimento nem ao des - locamento elástico limite, ou seja, uma pequena variação nos valores de qualquer um destes parâ - metros não produz uma alteração significativa nos resultados.

Quanto à resistência última R_u, esta deve tomar valores comparáveis com aqueles que se obtêm através dos ensaios de campo.

A relação entre a resistência última e o deslocamento elástico limite define a rigidez da mola que simula o solo. Em alternativa, a rigidez pode ser quantificada de acordo com a proposta de Lee *et al.* (1988).

A resistência do solo ao movimento pode exprimir-se por:

$$R = ky + jv \tag{27}$$

Quadro 2 – Parâmetros do solo propostos por diversos autores (adaptado de Toutougni, 1975).

Parâmetro / Autores		Q_l (mm)		Q_p (mm)		J_l (s/m)		J_p (s/m)	
		areias	argilas	areias	argilas	areias	argilas	areias	argilas
Smith	(1960)	2,54	2,54	2,54	2,54	0,163	0,163	0,49	0,49
Forehand e Reese	(1964)	2,5–5	–	2,54–5	–	J_p/3	–	0,5-0,7	–
Lowery *et al.*	(1969)	2,54	2,54	2,54	2,54	–	–	–	–
Brown *et al.*	(1972)	–	d/100	–	d/100				
Toutougni	(1975)	–	–	–	–	0-0,17	0,33	0-0,5	1
Kraft *et al.*	(1980)	2,54	7,62	2,54	2,54	–	–	–	–
Stevens *et al.*	(1982)	2,54	2,54	2,54	2,54	–	–	–	–
Choe e Wold	(1997)	2,54	2,54	2,54	2,54	0,163	0,163	0,49	0,49
Axelsson	(2000)	2,5	2,5	*d*/120	*d*/120	0,16	0,65	0,5	0,5

na qual:

R é a resistência por unidade de comprimento;
k é a rigidez do solo por unidade de comprimento;
y é o deslocamento;
j é o factor de amortecimento por unidade de comprimento.

Embora k e j dependam da frequência, como no impacto se originam preferencialmente frequências elevadas, segundo aqueles autores, os parâmetros laterais k_l e j_l (o índice l simboliza fuste da estaca) podem ser relacionados com o módulo de distorção do solo G_s, segundo as expressões (28) e (29):

$$k_l = 2{,}75G_s \tag{28}$$

$$j_l = \pi b\sqrt{\rho_s G_s} \tag{29}$$

A resposta da ponta é assemelhada à de um disco rígido que vibra verticalmente na superfície de um semi-espaço elástico. Os parâmetros k_p e j_p (o índice p simboliza ponta da estaca) podem ser definidos pelas expressões seguintes:

$$k_p = \frac{2G_s b}{1-\upsilon_s} \tag{30}$$

$$j_p = 0{,}85b^2\sqrt{\rho_s G_s} \tag{31}$$

nas quais υ_s é o coeficiente de Poisson do solo.

7 – PROGRAMA DE CÁLCULO DESENVOLVIDO

Descreve-se a seguir o modelo desenvolvido para a interpretação do ensaio de carga dinâmico.

Embora existam modelos para o solo mais refinados, por exemplo o proposto por Randolph e Simons em 1986, optou-se pela implementação do modelo de Smith (1960) uma vez que continua a ser o mais utilizado na prática e se encontra implementado em grande parte dos programas comerciais.

Como já foi referido, com o desenvolvimento da tecnologia, já é possível medir as deforma - ções e as acelerações na cabeça da estaca, em vez de as calcular com base nas características do sistema de aplicação do impacto. Desta forma, eliminam-se as incertezas, associadas ao sistema de impacto e o modelo inicial proposto por Smith (Figura 2) pode ser simplificado dando lugar ao modelo representado na Figura 7.

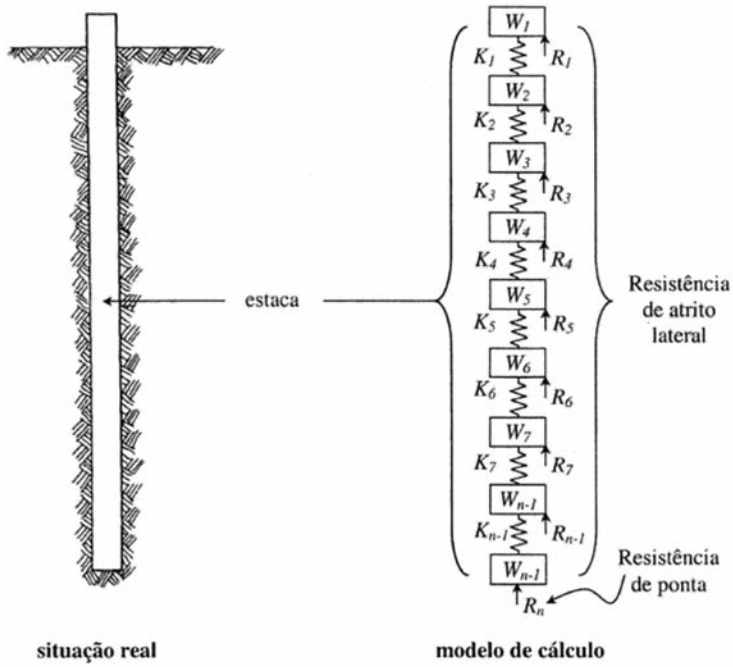


Fig. 7 – Modelo utilizado.

Admitiu-se para a estaca um comportamento elástico e linear e para o solo um comportamento elástico-perfeitamente plástico com amortecimento viscoso, tal como no modelo de Smith. Foi introduzido um novo factor que controla a resistência mobilizada quando a estaca se encontra em movimento ascendente. Este parâmetro designado por factor de descarga é aplicado à resistência mobilizada quando esta for negativa, isto é, com o sentido descendente. Este procedimento permite um ajuste consideravelmente melhor na parte final das curvas medida e calculada e, por conseguinte, não afecta o cálculo da resistência última das molas que é condicionado pela parte inicial das curvas.

Os parâmetros k_l e k_p podem ser derivados a partir de ensaios de campo. No caso deste trabalho os parâmetros foram determinados com base em ensaios sísmicos entre furos. Atendendo a que as velocidades de propagação das ondas obtidas no referido ensaio são válidas para distorções na ordem dos 10^{-6}, o módulo de distorção correspondente é normalmente definido como G_0. Se a rigidez das molas for obtida a partir do módulo de distorção de acordo com as expressões (28) e (29) e se for utilizado o módulo de distorção derivado de ensaios sísmicos, será definida a rigidez inicial das molas. O módulo de distorção sofre uma acentuada degradação com o aumento da dis - torção (Santos, 1999), pelo que, neste trabalho, se optou por afectar os valores de k_l e k_p, obtidos pelo processo anteriormente referido, de um factor que tem por objectivo o de traduzir o efeito da degradação da rigidez com o nível de deformação. Os factores de redução da rigidez foram definidos de modo a permitir um melhor ajuste entre as curvas medidas e calculadas.

Este modelo foi implementado num programa de cálculo automático em linguagem *Fortran* com versão compilada para computador PC.

8 – CASO DE ESTUDO

O caso de estudo que se apresenta neste trabalho insere-se num projecto de investigação do Instituto Superior Técnico com a participação da empresa Sopecate. O campo experimental desenvolveu-se próximo da auto-estrada A13, junto ao nó de Santo Estevão, sublanço Santo Estevão-Pegões, nas proximidades da passagem PI-2A.

No campo experimental foram executadas cinco estacas moldadas, sendo as estacas de reacção denominadas por E_1 a E_4, e a estaca solicitada à compressão por E_5, como se mostra de forma esquemática na Figura 8. As estacas E_1 e E_4 foram submetidas ao ensaio de carga dinâmico, enquanto que a estaca E_5 foi sujeita ao ensaio de carga estático.

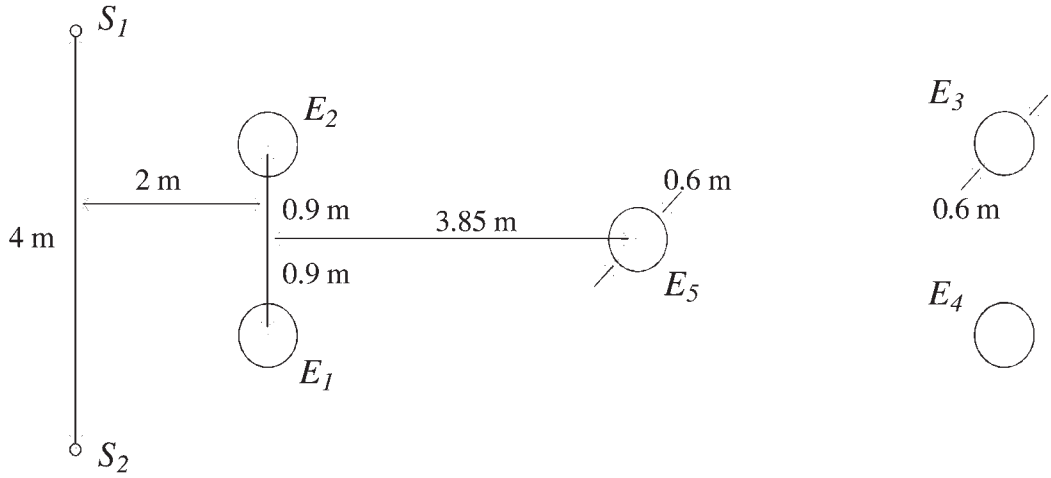


Fig. 8 – Disposição das estacas de ensaio.

As estacas apresentavam um diâmetro de 0,6 m até aos 17 m de profundidade e de 0,55 m no restante comprimento (comprimento total de 22m). As estacas foram executadas com recurso a tubo moldador recuperável, até aos 17 m.

A caracterização geotécnica do terreno foi realizada com base numa campanha de prospecção constituída por duas sondagens (S_1 e S_2); com a realização de ensaios SPT de 2.0 em 2.0 m ou quando ocorria alteração das propriedades nas camadas. Além disso, executaram-se ensaios sísmicos entre furos de sondagem (cross-hole).

No decurso do ensaio de carga estático realizaram-se medidas da carga aplicada no topo da estaca, deslocamento do topo da estaca, deslocamento relativo entre o topo da estaca e estrutura de reacção, extensões ao longo da estaca e carga na ponta da estaca. A carga no topo da estaca foi medida através de uma célula de carga. Os deslocamentos foram medidos por deflectómetros. As extensões foram medidas por 48 extensómetros eléctricos divididos por 12 níveis a diferentes profundidades de acordo com o Quadro 3. A carga na ponta da estaca foi medida por uma célula de carga. Uma descrição mais detalhada sobre os trabalhos desenvolvidos no campo experimental pode ser encontrada em Gouveia Pereira (2003).

Quadro 3 – Distribuição dos 48 extensómetros pelos 12 níveis.

Nível	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Cota (m)	19,5	18,5	17,5	16,5	15,5	14,5	12,5	10,5	8,5	6,5	4,5	2,5
Designação	ext_1 a ext_4	ext_5 a ext_8	ext_9 a ext_{12}	ext_{13} a ext_{16}	ext_{17} a ext_{20}	ext_{21} a ext_{24}	ext_{25} a ext_{28}	ext_{29} a ext_{32}	ext_{33} a ext_{36}	ext_{37} a ext_{40}	ext_{41} a ext_{44}	ext_{45} a ext_{48}

9 – INTERPRETAÇÃO DOS ENSAIOS DE CARGA DINÂMICOS

Conforme atrás referido, foram realizados ensaios de carga dinâmicos nas estacas E_1 e E_4 em diferentes condições. Na estaca E_1 foram realizados 3 ensaios com altura de queda de 4 m, designados respectivamente por E1G1H4, E1G2H4 e E1G3H4. Na estaca E_4 realizaram-se 2 ensaios para altura de queda de 2 m e 1 com uma altura de queda de 4 m, designados respectivamente por E4G1H2, E4G4H2 e E4G1H4. Desses ensaios obtiveram-se os dados apresentados na Figura 9.

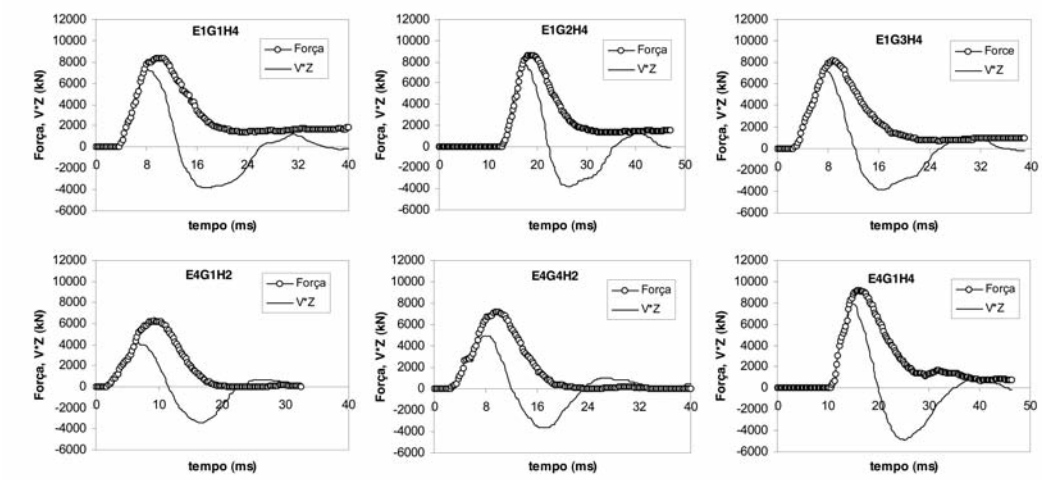


Fig. 9 – Registos obtidos nos ensaios de carga dinâmicos.

O programa de cálculo desenvolvido foi utilizado para avaliar a capacidade resistente das estacas. Os resultados dos diversos ensaios de carga dinâmicos foram interpretados com base em ajustes entre as curvas medida e calculada (isto é, análises tipo *CAPWAP*), sendo em cada um deles determinada a resistência estática mobilizada.

Os cálculos foram efectuados em duas fases: i) estudo paramétrico inicial (cálculos 1 a 35); ii) interpretação dos diversos ensaios dinâmicos realizados nas estacas E_1 e E_4 (cálculos 36 a 41).

No estudo paramétrico, utilizou-se o ensaio E1G1H4 para estudar a influência dos diferentes parâmetros utilizados, nomeadamente:

– rigidez de ponta;
– factor de amortecimento de ponta;
– factor de amortecimento e deslocamento elástico limite laterais.

No sentido de avaliar a influência individual de cada um dos parâmetros mencionados foram inicialmente utilizados valores correntes de cada um dos parâmetros em estudo. De seguida, o seu

valor foi variado de forma a aferir a sua influência na resistência mobilizada. Em todos os cálculos efectuados as curvas da força obtida a partir das deformações medidas foi ajustada com a força calculada variando os parâmetros do modelo (Quadro 4).

Deste estudo paramétrico concluiu-se que apesar da elevada amplitude dos intervalos de variação dos parâmetros estudados, os ajustes entre as curvas medida e calculada mantiveram-se aceitáveis. Verificou-se, ainda, que a variação dos valores da resistência total mobilizada foi inferior a 10% em torno do seu valor médio (Quadro 4).

Com base nos ensinamentos que o estudo paramétrico proporcionou, procedeu-se na fase seguinte, à interpretação dos diversos ensaios dinâmicos realizados nas estacas E_1 e E_4.

Os parâmetros utilizados para os cálculos 36 a 41, bem como os resultados correspondentes são apresentados no Quadro 4 e na Figura 10.

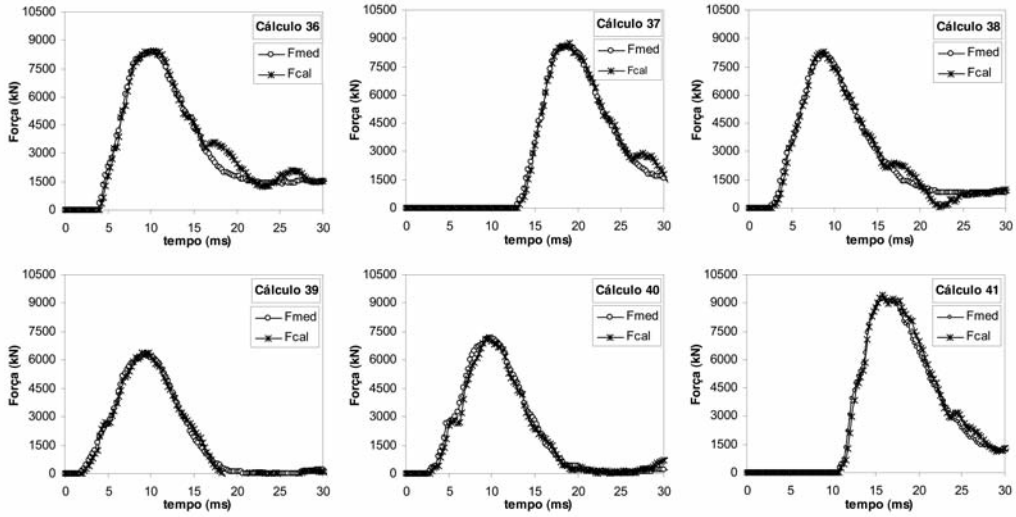


Fig. 10 – Ajustes obtidos na interpretação dos resultados obtidos nas estacas E_1 e E_4.

Por análise dos valores obtidos para esses ensaios pode verificar-se que, quando a energia aplicada é menor (altura de queda inferior), a resistência mobilizada também é inferior, como seria de esperar. A partir dos cálculos 36, 37 e 38, correspondentes à estaca E_1, concluímos que embora a energia aplicada seja a mesma, a resistência mobilizada é inferior para os golpes correspondentes aos cálculos 37 e 38. Este facto pode dever-se ao deslizamento e à perda de resistência do solo na parte mais superficial da estaca, no entanto a variação não é muito significativa.

Quadro 4 – Parâmetros utilizados e resultados obtidos dos ensaios de carga dinâmicos.

Ensaio	nº do cálculo	J (s/m)	J_p (s/m)	Q (m)	K_p (kN/m)	*Factor de descarga*	R_s (kN)	R_b (kN)	R (kN)	R/R_{min}
E1G1H4	1	1	1	0,003	594804	0,07	6255	1784	8039	1,00
E1G1H4	2	1	1	0,003	793072	0,12	6255	2379	8634	1,07
E1G1H4	3	1	1	0,003	1189607	0,23	6219	3008	9227	1,15
E1G1H4	4	1	1	0,003	1802436	0,25	6083	3635	9718	1,21
E1G1H4	5	1	1	0,003	2379215	0,25	5971	4045	10016	1,25
E1G1H4	6	1	1	0,003	2974019	0,25	5878	4354	10232	1,27
E1G1H4	7	1	2,8	0,003	1802436	0,27	5988	3240	9228	1,00
E1G1H4	8	1	2,5	0,003	1802436	0,27	6001	3295	9296	1,01
E1G1H4	9	1	2	0,003	1802436	0,27	6025	3396	9421	1,02
E1G1H4	10	1	1,5	0,003	1802436	0,25	6052	3510	9562	1,04
E1G1H4	11	1	1	0,003	1802436	0,25	6083	3635	9718	1,05
E1G1H4	12	1	0,67	0,003	1802436	0,25	6105	3728	9833	1,07
E1G1H4	13	1	0,5	0,003	1802436	0,25	6116	3775	9891	1,07
E1G1H4	14	1	0,33	0,003	1802436	0,22	6124	3821	9945	1,08
E1G1H4	15	1	0,1	0,003	1802436	0,2	6135	3885	10020	1,09
E1G1H4	16	0,8	0,8	0,002	1802436	0,12	6330	3605	9935	1,00
E1G1H4	17	0,8	0,8	0,003	1802436	0,17	6434	3781	10215	1,03
E1G1H4	18	0,8	0,8	0,004	1802436	0,3	6550	3871	10421	1,05
E1G1H4	19	0,8	0,8	0,005	1802436	0,45	6625	3969	10594	1,07
E1G1H4	20	1	1	0,002	1802436	0,18	5993	3489	9482	1,00
E1G1H4	21	1	1	0,003	1802436	0,25	6027	3670	9697	1,02
E1G1H4	22	1	1	0,004	1802436	0,4	6067	3787	9854	1,04
E1G1H4	23	1	1	0,005	1802436	0,6	6102	3906	10008	1,06
E1G1H4	24	1,2	1,2	0,002	1802436	0,2	5623	3418	9041	1,00
E1G1H4	25	1,2	1,2	0,003	1802436	0,3	5679	3580	9259	1,02
E1G1H4	26	1,2	1,2	0,004	1802436	0,4	5716	3709	9425	1,04
E1G1H4	27	1,2	1,2	0,005	1802436	0,6	5759	3809	9568	1,06
E1G1H4	28	1,4	1,4	0,002	1802436	0,2	5406	3281	8687	1,00
E1G1H4	29	1,4	1,4	0,003	1802436	0,3	5476	3434	8910	1,03
E1G1H4	30	1,4	1,4	0,004	1802436	0,4	5497	3568	9065	1,04
E1G1H4	31	1,4	1,4	0,005	1802436	0,7	5522	3689	9211	1,06
E1G1H4	32	1,5	1,5	0,002	1802436	0,2	5364	3199	8563	1,00
E1G1H4	33	1,5	1,5	0,003	1802436	0,32	5412	3366	8778	1,03
E1G1H4	34	1,5	1,5	0,004	1802436	0,4	5454	3494	8948	1,04
E1G1H4	35	1,5	1,5	0,005	1802436	0,7	5515	3562	9077	1,06
E1G1H4	36	1	1	0,003	1802436	0,25	6083	3635	9718	–
E1G2H4	37	1	1	0,003	743505	0,35	5952	2231	8183	–
E1G3H4	38	1	1	0,003	743505	0,5	5967	2231	8198	–
E4G1H2	39	1,3	1,3	0,003	5948037	1	4930	2227	7157	–
E4G4H2	40	1	1	0,003	5948037	1,1	4258	4035	8293	–
E4G1H4	41	0,8	0,8	0,0045	1802436	0,15	7307	3767	11074	–

10 – SIMULAÇÃO DO ENSAIO DE CARGA ESTÁTICO

Aquando da realização dos cálculos apresentados no Quadro 4 determinaram-se os valores da rigidez das molas que modelam o solo associado a cada elemento de estaca e a resistência mobilizada em cada um deles. Esses parâmetros variaram de cálculo para cálculo. Com esses parâmetros foram simulados, em diferentes condições, ensaios de carga estáticos, por utilização do programa de elementos finitos *EPPV* (Santos, 2002):

– cálculo elástico – a rigidez das molas é determinada a partir do G_0 obtido nos ensaios sísmicos entre furos;
– cálculo correspondente à menor energia aplicada – a rigidez e a resistência última são as correspondentes ao ensaio no qual foi aplicada menor energia (E4G1H2 – cálculo 39 do Quadro 4);
– cálculo correspondente à maior energia aplicada – a rigidez e a resistência última são as correspondentes ao ensaio no qual foi aplicada maior energia (E4G1H4 – cálculo 41 do Quadro 4);
– cálculo correspondente à envolvente das resistências – as resistências são as correspondentes às máximas mobilizadas nos diferentes elementos. Estes valores foram obtidos traçando num gráfico os valores da resistência mobilizada em função da profundidade, Figura 11. Nesse gráfico foi também traçada a envolvente das resistências.

Para cada elemento foram adoptados os parâmetros correspondentes ao cálculo que proporcionou maior resistência mobilizada.

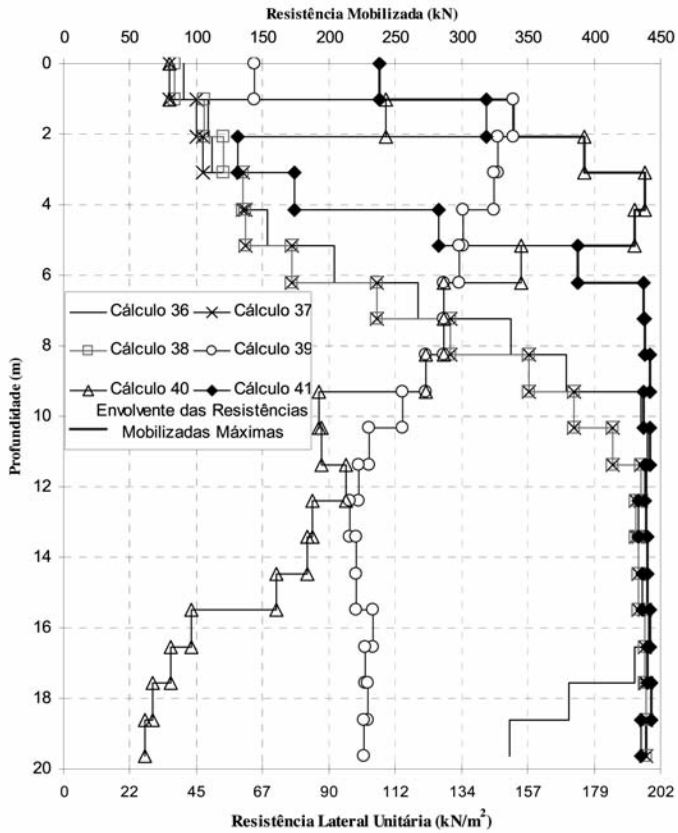


Fig. 11 – Resistências máximas mobilizadas em cada um dos elementos da estaca.

Calculou-se ainda a distribuição dos esforços normais em profundidade, para diferentes cargas aplicadas no topo da estaca e nas diferentes condições referidas. Esses resultados são apresentados na Figura 12.

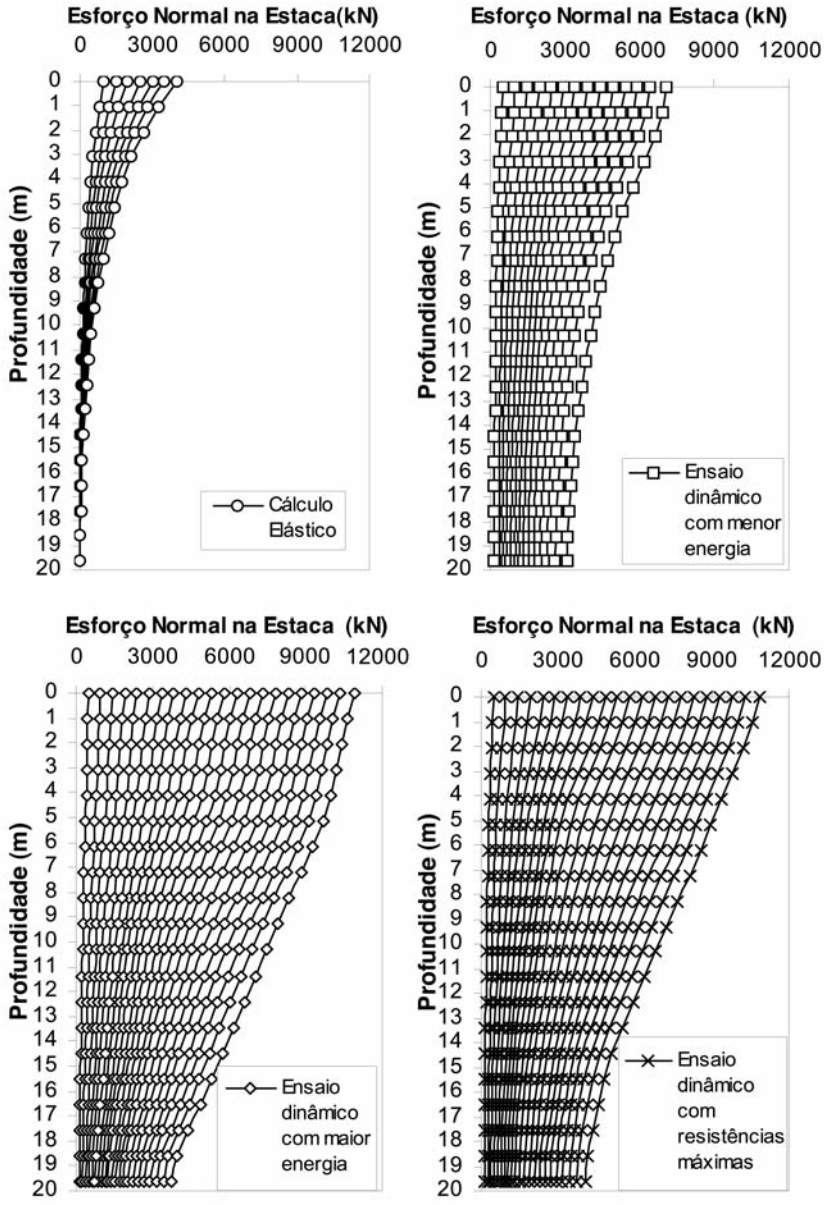


Fig. 12 – Esforço normal em profundidade para diferentes condições de carregamento.

Da Figura 12 pode verificar-se que a distribuição dos esforços normais em profundidade depende da energia transferida para a estaca. Verifica-se, ainda, uma alteração na evolução dos esfor - ços em profundidade, sobretudo na parte mais superficial da estaca, devido à degradação da rigidez provocada pelo aumento da energia transferida.

11 – ENSAIO ESTÁTICO VERSUS ENSAIO DINÂMICO

O ensaio de carga estático foi utilizado como referência para aferir os resultados obtidos nos ensaios de carga dinâmicos. No entanto, é de referir que os resultados dos diferentes ensaios não são directamente comparáveis porque provocam diferentes níveis de deformação no solo.

A rigidez secante do solo diminui com o aumento do nível de deformação, ou seja com o aumento da carga aplicada na estaca. Este efeito é bem ilustrado na Figura 13, na qual se apresentam as curvas carga-deslocamento correspondentes ao ensaio de carga estático e às simulações anteriormente referidas. Nesta figura pode ainda observar-se que, para uma determinada carga aplicada, o deslocamento do topo da estaca tende a aumentar, quando são considerados valores da rigidez correspondentes a deformações mais elevadas.

A Figura 13 mostra que os valores da rigidez envolvidos no ensaio de carga estático são relativamente mais próximos dos valores elásticos determinados pelos ensaios sísmicos entre furos. A Figura 13 confirma o comportamento elástico do sistema solo-estaca, visto que praticamente não ocorrem deslocamentos permanentes mesmo para a carga máxima de ensaio.

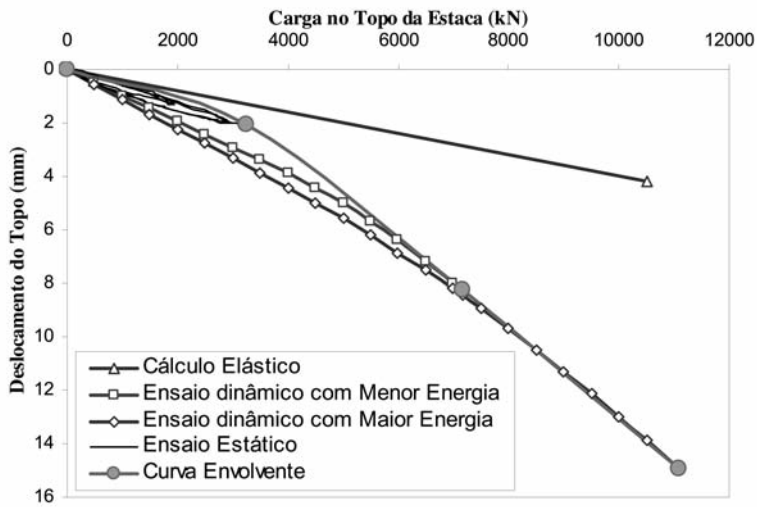


Fig. 13 – Curvas carga-deslocamento no topo da estaca.

Na Figura 14a) comparam-se os resultados obtidos na simulação correspondente ao cálculo elástico com os do ensaio de carga estático. Desta figura pode observar-se que, para o mesmo nível de carga, as curvas simulada e medida aproximam-se nos primeiros 2 m. A partir dessa profundidade verifica-se que o esforço normal é maior no caso do ensaio de carga estático. Pode verificar-se, ainda, que em ambos os casos os esforços normais são muito reduzidos na zona da ponta da estaca.

Nas Figura 14b) 14c) e 14d) comparam-se os esforços normais em profundidade obtidos no ensaio de carga estático com os das simulações efectuadas a partir dos dados do ensaio de carga dinâmico, com menor e maior energia transferida e com as resistências máximas mobilizadas, respectivamente. Destas figuras verifica-se que, para o mesmo nível de carga, os esforços normais em profundidade obtidos nas simulações são superiores aos obtidos no ensaio de carga estático. Esta diferença está relacionada com o maior nível de deformação, provocados pelos ensaios de carga dinâmicos realizados.

Desta análise pode concluir-se que o aumento da energia de ensaio provoca uma plastificação do solo na zona mais superficial, conduzindo à degradação da rigidez nessa região, o que provoca a transferência da carga em profundidade. Este comportamento é mais evidente para energias superiores, como verificado na Figura 14c).

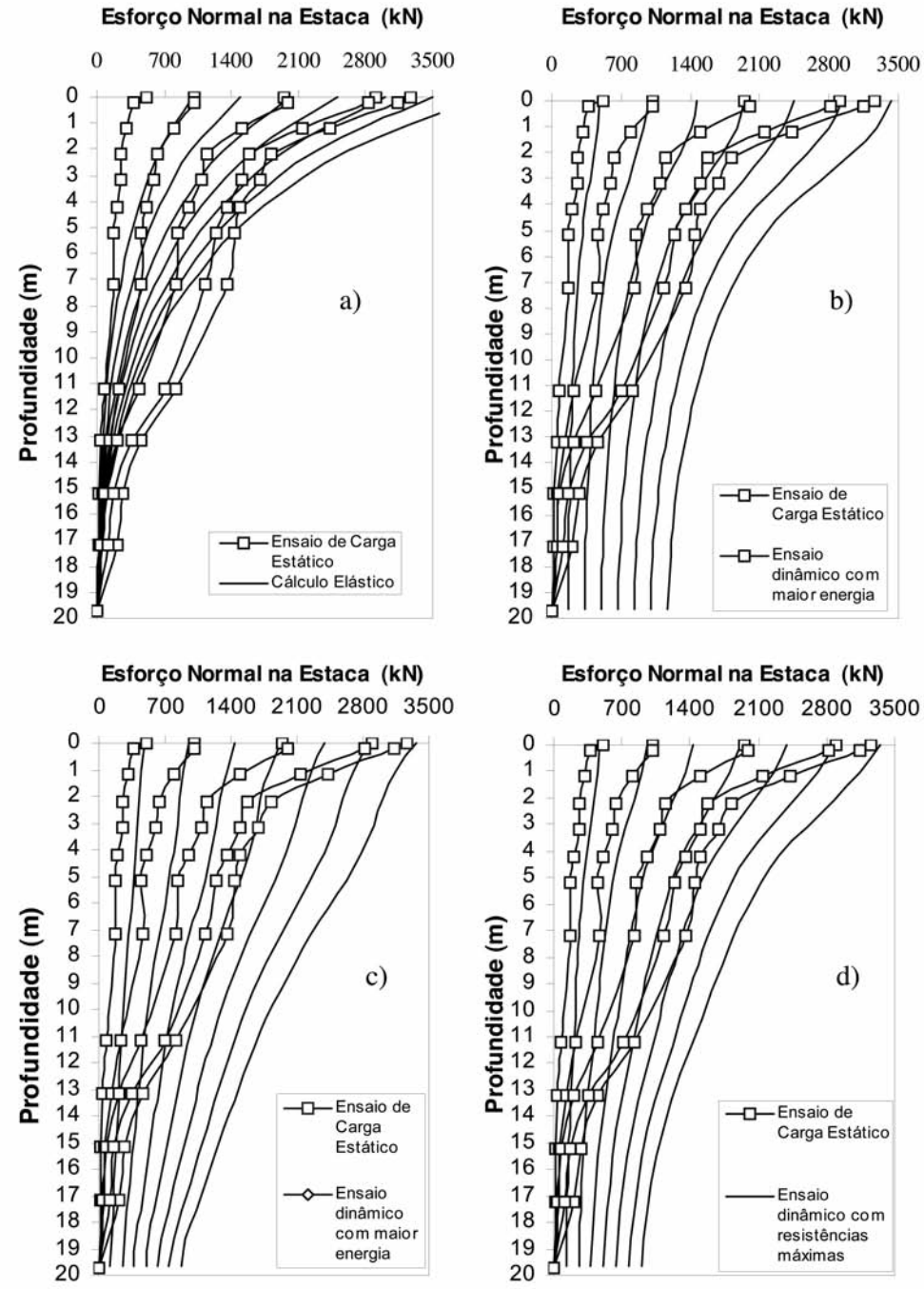


Fig. 14 – Comparação entre os esforços normais obtidos nas simulações e no ensaio estático.

Na Figura 15 comparam-se os esforços normais em profundidade obtidos nas diferentes simulações e no ensaio de carga estático para uma carga de 2907 kN (carga máxima do ensaio estático). Desta figura observa-se que a distribuição dos esforços normais em profundidade, obtida no ensaio de carga estático, se encontra limitada pelas distribuições do cálculo elástico e dos de maior energia. Se tivesse sido realizado um ensaio dinâmico, que induzisse níveis de deformação próximos dos do ensaio de carga estático, possivelmente obter-se-ia uma distribuição dos esforços normais mais próxima da que foi obtida no ensaio de carga estático.

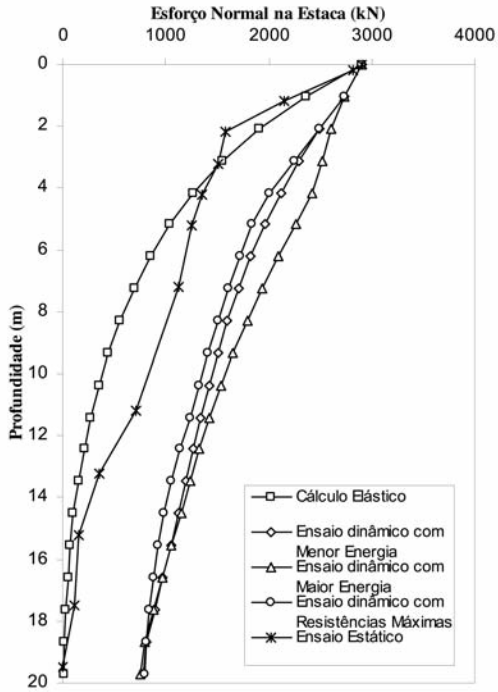


Fig. 15 – Esforço normal em profundidade para a carga de 2907 kN.
Comparação entre os valores medidos e os calculados.

12 – CONCLUSÕES

Foi desenvolvido no âmbito de um projecto de investigação um estudo sobre a aplicação do ensaio de carga dinâmico para a avaliação da capacidade resistente de estacas. Este projecto proporcionou a implementação de meios de processamento numéricos bem como o desenvolvimento de um campo experimental.

As análises numéricas foram efectuadas em duas fases: i) estudo paramétrico inicial; ii) interpretação dos ensaios de carga dinâmicos.

Do estudo paramétrico realizado, concluiu-se que apesar da elevada amplitude dos intervalos de variação dos parâmetros, os ajustes entre as curvas medida e calculada mantiveram-se aceitáveis. Tal facto, deve-se ao efeito da variação de um dado parâmetro ser anulado ou compensado pela variação de outro dos parâmetros, não afectando significativamente a resistência total mobilizada. Verificou-se que a variação dos valores da resistência total mobilizada foi inferior a 10% em torno do seu valor médio, mostrando a fiabilidade e a robustez do ensaio de carga dinâmico.

Numa segunda fase procedeu-se à interpretação dos ensaios de carga dinâmicos e da sua confrontação com o ensaio de carga estático, tendo em conta as cargas/energias mobilizadas nos diversos ensaios.

Das comparações efectuadas entre as simulações numéricas e o ensaio de carga estático verificou-se um bom ajustamento, tanto na curva carga-deslocamento no topo da estaca, como na da distribuição dos esforços normais em profundidade.

13 – AGRADECIMENTOS

Este trabalho foi parcialmente suportado pelo programa plurianual da FCT e pelo projecto de investigação POCTI/ECM/36057/99, que permitiu a atribuição de uma bolsa de investigação.

14 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASTM D 4945-00 (2000). "Standard test methods for high-strain dynamic testing of piles".

Gouveia Pereira, J. J. (2003). "Avaliação da capacidade resistente de estacas através do ensaio de carga dinâmico". Dissertação apresentada ao Instituto Superior Técnico da Universidade Técnica de Lisboa, para obtenção do grau de Mestre em Georrecursos.

Gouveia Pereira, J. J.; Santos J. A.; Gomes Correia, A.; Simões, T. N. (2004). "Interpretação do ensaio de carga dinâmico em estacas através de análises tipo CAPWAP". 9º Congresso Nacional de Geotecnia, Universidade de Aveiro, vol. 1, pp. 239-248.

Lee, S. L., Chow, Y. K., Karunaratne, G. P., Wong, K. Y. (1988). "Rational wave equation model for pile-driving". Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, vol. 114, no. 3, pp. 306-325.

Likins, G. e Rausche, F. (2004). "Correlation of CAPWAP with static load tests". Proc. of the 7th International Conference on the Application of Stresswave Theory to Piles, pp. 153-166.

Niyama, S.; Aoki, N. e Chameck, P.R. (1996). Fundações – Teoria e Prática, ABMS/ABEF, Editora Pini, capítulo 20 – Verificação de desempenho, pp. 723-751.

Randolph, M. F. e Simons, H. A. (1986). "An improved soil model for one dimensional pile driving analysis", Proc. 3rd Int. Conf. on Numerical Methods in Offshore Pilling:1-17.

Santos, J. A. (1997). "Ensaios de carregamento dinâmico em estacas. Princípios básicos e aplicações práticas". Relatório de estágio realizado no IPT, no âmbito do convénio ICCTI/CNPq.

Santos, J. A. (1999). "Caracterização de solos através de ensaios dinâmicos e cíclicos de torção. Aplicação ao estudo do comportamento de estacas sob acções horizontais estáticas e dinâmicas". Dissertação apresentada ao Instituto Superior Técnico da Universidade Técnica de Lisboa para a obtenção do grau de Doutor em Engenharia Civil.

Santos, J. A. (2002). "Programa de elementos finitos para estacas sujeitas a acções verticais".

Samson, C. H.; Hirsch, T. J.; Lowery, L. L. (1963). "Computer Study of dynamic behavior of piling". Journal of the Structural Division, ASCE, no. ST4, pp. 413-449.

Smith, E. A. L. (1960). "Pile-driving analysis by the wave equation", Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, vol. SM 4, pp. 35-61.

Toutougni, M. A. (1975). "Contribuition à l'étude du comportement d'un sol soumis à des sollicitations dynamiques. Aplication au battage des pieux". Thèse présentée à L'Université Scientifique et Médicale de Grenoble pour obtenir le titre de Docteur-Ingénieur.

MAPEAMENTO GEOTÉCNICO PARA GESTÃO MUNICIPAL

Engineering geological mapping for municipality land use planning

Ana Elisa Silva de Abreu*
Oswaldo Augusto Filho**

RESUMO – Este artigo apresenta os resultados da aplicação de um método misto de mapeamento geotécnico em Analândia, SP (Brasil). Este método alia as características consideradas positivas em três métodos de mapeamento geotécnico utilizados no país, a saber: o método da EESC/USP, o método do IPT e o Detalhamento Progressivo, utilizado na UNESP-Rio Claro. Após a conclusão do mapeamento, as unidades geológico-geotécnicas tiveram sua capacidade de uso avaliada e foram verificados os conflitos de uso, considerando-se os usos do solo atuais. Como resultado, foi possível propor ações de planejamento para a área rural e para a área urbana do município. Conclui-se que o diagnóstico realizado através da aplicação deste método permitiu a reunião dos dados geológico-geotécnicos necessários à elaboração do Plano Diretor, otimizando a aplicação dos recursos disponíveis para tal fim.

SYNOPSIS – This paper presents the results of the use of an engineering geological mapping method in the municipality of Analândia, SP (Brazil). The method merges the positive aspects of three methods currently used in the country: the method proposed by the Escola de Engenharia de São Carlos (EESC/USP), the method used by Instituto de Pesquisas Tecnológicas (IPT) and the so called Progressive Detailing Method, used by the UNESP-Rio Claro. After the conclusion of the maps, the land use capacity of the mapped units has been evaluated and it has been compared to the present land use. This led to the identification of land use conflicts and to the proposal of planning measures. The results show that the method is suitable for providing the geological-geotechnical information in a way that planners find of value for planning municipality land use.

PALAVRAS CHAVE – Método de mapeamento geotécnico, planejamento do uso do solo, Analândia.

1 – INTRODUÇÃO

A Constituição Federal do Brasil, de 1988, e o Estatuto da Cidade ampliaram as atribuições dos municípios com relação ao planejamento do uso do solo. O Plano Diretor é um dos instrumentos básicos do planejamento municipal, e dele partem as definições dos objetivos para a ocupação do município como um todo e a escolha das estratégias que possibilitarão a implementação destes objetivos.

A primeira etapa para a elaboração de um Plano Diretor é a realização de um diagnóstico da situação atual, envolvendo a caracterização dos aspectos dos meios físico, biótico e antrópico que compõem o quadro local e regional. O mapeamento geotécnico é uma das ferramentas para a composição deste quadro diagnóstico.

Este trabalho apresenta pesquisa voltada ao desenvolvimento de mapeamento geotécnico para subsidiar a elaboração de Planos Diretores e ações de gestão municipal.

* Mestre em Geotecnia - Escola de Engenharia de São Carlos – Universidade de São Paulo – USP
** DSc. Professor – Escola de Engenharia de São Carlos – Universidade de São Paulo – USP
oafilho@sc.usp.br

A linha mestra da abordagem proposta procura combinar os aspectos positivos de outros três métodos já consagrados e com várias experiências de aplicação no território brasileiro, principalmente no estado de São Paulo.

O método de mapeamento geotécnico desenvolvido pela Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo (EESC/USP), incorporando aspectos do método do Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo (IPT) e do método do Detalhamento Progressivo, utilizado pela Universidade Estadual Paulista (UNESP), de Rio Claro, define o arcabouço metodoló - gico e técnico-científico que orientou o desenvolvimento desta pesquisa.

O município de Analândia, situado na porção centro-leste do estado de São Paulo, foi escolhido para aplicação do método misto de mapeamento geotécnico, pois agrega problemas típicos de áreas urbanas e de áreas rurais e porque já se dispunham de informações sobre o meio físico da região, tais como as bases topográficas nas escalas escolhidas para o trabalho, e mapa das formações geológicas de superfície na escala 1:50.000.

Os trabalhos foram desenvolvidos em duas escalas principais: 1:50.000 (município) e 1:10.000 (área urbana e de expansão).

2 – BASE CONCEITUAL

Para a definição das etapas a serem seguidas para a realização do mapeamento geotécnico propriamente dito, foi realizada extensa revisão bibliográfica, concentrando-se a pesquisa na análise dos métodos de mapeamento geotécnico propostos e aplicados internacionalmente e no Brasil. De forma geral, pode-se agrupar os métodos de mapeamento geotécnico em duas grandes linhas de abordagem: a sintética e a analítica. Estas duas linhas de abordagem estão relacionadas a princípios apresentados por Descartes (de acordo com Magalhães, 2005) para a resolução de problemas: pode-se dividir um problema em partes, ao que se denomina análise do problema, ou pode-se começar a resolução do problema pela parte mais simples e ir aos poucos até os assuntos mais complexos, o que se assimila à síntese.

Na abordagem analítica aplicada ao mapeamento geotécnico o meio físico é subdividido em suas partes componentes (atributos), estas partes são mapeadas e entendidas e, posteriormente, reagrupadas, para compor o todo. Na abordagem sintética, o meio físico é entendido como um conjunto indissociável de fatores e sua dinâmica e inter-relação são analisadas de forma integrada.

Para caracterização dos métodos de mapeamento que foram objeto deste estudo, foram analisados em maior detalhe 36 trabalhos de mapeamento geotécnico desenvolvidos na EESC/USP, desde a proposição inicial do método, em 1987, passando por sua consolidação, até os dias de hoje, e 15 trabalhos desenvolvidos com o método do IPT, pela própria instituição e por outros órgãos, entre 1979 e 2004.

O trabalho de Almeida (2000) e o trabalho de Freitas (2000) podem ser considerados os exemplos mais claros de aplicação do método da EESC/USP e do IPT, respectivamente, de forma consolidada.

Como resultado deste trabalho sistemático de revisão bibliográfica, pode-se afirmar que o método de mapeamento geotécnico adotado pela EESC/USP caracteriza-se como uma abordagem analítica, enquanto que o método adotado pelo IPT caracteriza-se como uma abordagem sintética. O trabalho de Abreu e Augusto Filho (2007) apresenta uma comparação mais extensa entre estes dois métodos.

O método do Detalhamento Progressivo, utilizado pela equipe da UNESP – Rio Claro, foi des - crito inicialmente por Cerri et al. (1996) e consolidado através dos trabalhos de Zaine (2000) e Pereira (2006). Este método não tende, em princípio, para nenhuma das duas correntes discutidas anteriormente (analítica ou sintética). Ao contrário, ele prevê que o mapeamento possa ser realizado

utilizando-se os procedimentos de qualquer uma das duas abordagens. A análise dos trabalhos de mapeamento que já foram desenvolvidos com este método mostra que ele guarda mais afinidades com o método do IPT. O grande diferencial deste método foi propor que o mapeamento seja realizado em mais de uma escala, adotando-se maior detalhamento em áreas mais relevantes e/ou onde se identificam conflitos e que este detalhamento progressivo seja adotado como parte essencial do método para aquisição de conhecimento em relação ao meio físico.

3 – MÉTODO

Com base nos resultados da revisão bibliográfica, descritos resumidamente no item anterior, estabeleceu-se um roteiro de elaboração de mapas geotécnicos que agregasse os aspectos positivos de abordagens já consolidadas, em particular, as desenvolvidas pela EESC/USP, pelo IPT e pela UNESP-Rio Claro, e que também fosse direcionado a subsidiar Planos Diretores e ações de planejamento municipal, considerando-se os aspectos relevantes do meio físico, tanto na sua dinâmica (processos), como no seu comportamento frente às diferentes formas de uso e eventuais restrições.

Este método abrange 11 etapas principais, sendo a seqüência e o encadeamento das mesmas ilustrado no fluxograma da figura 1. Estas etapas são descritas a seguir. Buscou-se validar (testar) o método proposto no município de Analândia – SP, como apresentado no item 4 a seguir.

3.1 – Etapa 1: levantamento dos dados existentes

Consiste no levantamento dos dados do meio físico já disponíveis para a área, inclusive trabalhos de cartografia geotécnica realizados anteriormente na região, em escala regional ou abrangendo apenas parte do município.

3.2 – Etapa 2: elaboração das bases cartográficas

O método proposto prevê a utilização de diferentes escalas de trabalho, permitindo otimizar recursos e detalhamento na medida do necessário, conforme o quadro diagnóstico da área vai se formando.

Esta etapa envolve a preparação da base cartográfica do trabalho, primeiro numa escala regional, que no caso estudado foi 1:50.000. Para preparação desta base cartográfica foram utilizadas as folhas topográficas SF-23-Y-A-I-2, Corumbataí e SF-23-Y-A-I-1, São Carlos, ambas na escala 1:50.000 e elaboradas pelo Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística (IBGE) em 1971.

3.3 – Etapas 3 e 4: diagnóstico dos processos e restrições geotécnicas na área, definição e mapeamento dos atributos de interesse

Estas duas etapas foram conduzidas paralelamente e de forma complementar. A etapa 3 compreendeu a aplicação do método sintético, buscando-se diagnosticar os processos instalados na área e quais seus condicionantes, e a etapa 4 compreendeu à aplicação do método analítico, mapeando-se de forma isolada os atributos do meio físico de interesse à geotecnia.

Em ambas as etapas foram realizados trabalhos de fotointerpretação e trabalhos de campo. Os levantamentos aerofotogramétricos utilizados foram aqueles realizados pela a) Secretaria de Agricultura do Estado de São Paulo, ano de 1962, na escala 1:25.000, Coleção Prospec – Levantamentos, Prospecções e Aerofotogrametria S/A; b) pelo IBC-GERCA em 1972 na escala 1:25.000, Serviço Aerofotogramétrico da Cruzeiro do Sul S/A e c) pela empresa Base Aerofotogrametria e Projetos Ltda, na escala 1:30.000, de Julho de 2006.

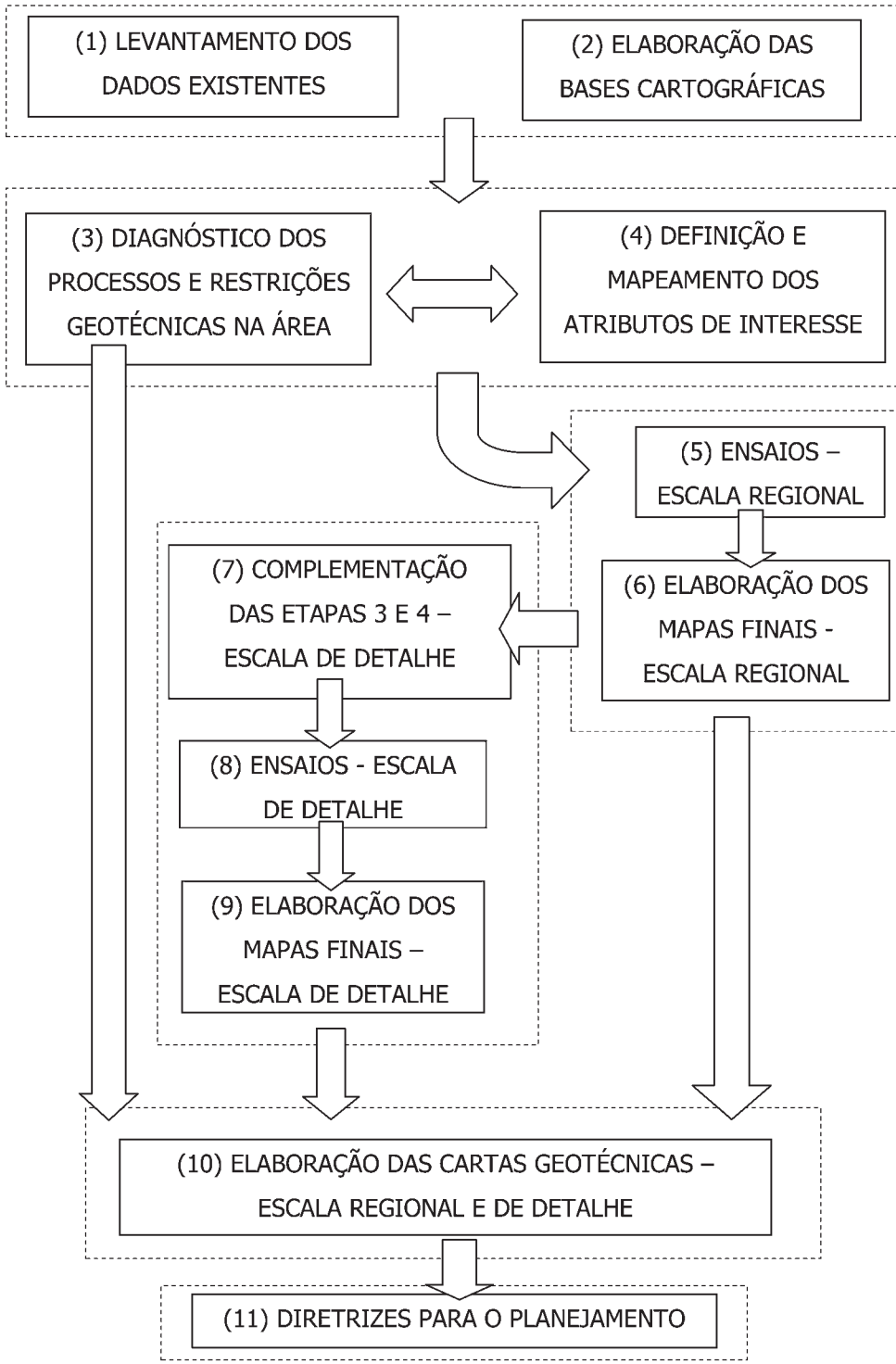


Fig. 1 – Fluxograma do método aplicado.

Os atributos do meio físico considerados de interesse para a elaboração da carta geotécnica do município de Analândia foram: substrato rochoso e materiais inconsolidados, declividades e uso do solo.

No mapeamento dos materiais inconsolidados o objetivo foi o de identificar quais são os perfis típicos da área. Considerou-se um perfil típico como a seção vertical ideal, elaborada a partir da generalização das informações obtidas de fontes diversas, que organiza as camadas de materiais inconsolidados e indica intervalos de espessura típicos para aquele material em determinada posição topográfica (Almeida, 2000).

O traçado das unidades foi realizado com base nas informações colhidas nos trabalhos de campo, na interpretação das fotografias aéreas, na interpretação dos resultados dos ensaios e no Mapa das Formações Geológicas de Superfície, escala 1:50.000, da folha SF-23-Y-A-I-2 (Corumbataí), publicado pelo Instituto Geológico da Secretaria de Agricultura e Abastecimento do Estado de São Paulo em 1984.

O mapa de declividades para a escala regional foi gerado a partir das bases topográficas na escala 1:50.000, utilizando-se as rotinas do programa ArcView 3.2. Foi utilizado "grid" com malha de 25 metros para obtenção do modelo digital do terreno.

Como mapa de uso do solo foi adotado o trabalho de Ferreira (2005), que realizou a classificação supervisionada da imagem TM Landsat de 21 de março de 2001, para geração de um mapa de uso do solo do município de Analândia. Além disso, foi realizado um levantamento junto ao Departamento Nacional de Produção Mineral (DNPM), através do Cadastro Mineiro, disponível em https://sistemas.dnpm.gov.br/sicom/resultado.asp, dos processos relativos à exploração mineral que abrangem áreas do município de Analândia.

3.4 – Etapa 5: ensaios de caracterização – escala regional

Foram realizados os seguintes ensaios para caracterização dos horizontes dos perfis típicos de materiais inconsolidados: granulometria conjunta (NBR-7181/84), com a utilização do hexametafosfato de sódio como defloculante, determinação da massa específica dos sólidos (NBR-6508/84), determinação dos limites de consistência (NBR-6459/84 e NBR-7180/84) e o ensaio de determinação da massa específica seca do material (Zuquete, 1987). Por correlação foram calculados o índice de vazios e o grau de saturação dos materiais ensaiados.

3.5 – Etapa 6: elaboração do mapa final de materiais inconsolidados – escala regional

A distribuição dos materiais inconsolidados proposta em um mapa preliminar elaborado na etapa 4 foi analisada em função dos resultados dos ensaios de caracterização, e, a partir daí, foi elaborado o mapa final de materiais inconsolidados na escala 1:50.000. Ao final desta etapa estava confirmada a necessidade de mapeamento do perímetro urbano em escala de maior detalhe, pois os processos do meio físico encontram-se acelerados nesta região.

3.6 – Etapa 7: complementação das etapas 3 e 4 - mapeamento geotécnico do perímetro urbano – escala de detalhe

A área abrangida pelo perímetro urbano foi escolhida como aquela em que a execução do mapeamento geotécnico em escala de detalhe (1:10.000) era mais importante. Em vista disso, os trabalhos de elaboração das bases cartográficas (etapa 2), diagnóstico dos processos instalados (etapa 3) e de mapeamento dos atributos (etapa 4) foram complementados.

Para a elaboração da base topográfica na escala de detalhe, as folhas topográficas SF-23-Y-A-I-2-NO-F, Analândia I, e SF-23-Y-A-I-2-SO-B, Analândia II, ambas na escala 1:10.000 e elabora-

das pela Secretaria de Economia e Planejamento do Estado de São Paulo em 1979, foram escaneadas, georeferenciadas e vetorizadas.

Para complementação e atualização da malha urbana foi utilizado o levantamento aerofogramétrico realizado pela empresa Base Aerofotogrametria e Projetos Ltda, na escala 1:30.000, de Julho de 2006.

O mapa de uso do solo da área de expansão urbana foi elaborado através de interpretação visual deste mesmo levantamento e de observações de campo.

As técnicas utilizadas para o diagnóstico dos processos instalados e delimitação dos atributos substrato rochoso e materiais inconsolidados foram descritas no item 3.3.

O mapa de declividades foi gerado a partir das bases topográficas na escala 1:10.000, utilizando-se as rotinas do programa ArcView 3.2. Foi utilizado "grid" com malha de 5 metros para obtenção do modelo TIN.

3.7 – Etapa 8: ensaios e dados quantitativos – escala de detalhe

Para complementação das informações qualitativas sobre os aspectos geológico-geotécnicos do meio físico, foram reunidos os dados de sondagens a percussão executados na cidade.

3.8 – Etapa 9: elaboração do mapa final de materiais inconsolidados – escala de detalhe

A distribuição dos atributos proposta em um mapa preliminar de materiais inconsolidados, elaborado na etapa 7, foi analisada em função dos resultados das sondagens de simples reconhecimento, e então foi elaborado o mapa final de materiais inconsolidados na escala 1:10.000.

3.9 – Etapa 10: elaboração das cartas geotécnicas – escalas regional e de detalhe

Através da avaliação crítica de todos os dados reunidos ao longo da pesquisa sobre os atributos substrato rochoso, materiais inconsolidados, declividades e sobre os processos do meio físico que ocorrem na área, tanto em nível regional, quanto em nível de detalhe, foram confeccionadas as cartas geotécnicas do município de Analândia e da área de expansão urbana.

3.10 – Etapa 11: diretrizes para o planejamento do uso do solo

As diretrizes para o planejamento do uso do solo foram elaboradas a partir da avaliação das aptidões de cada unidade geotécnica para o uso rural (escala regional) e para o uso urbano (escala local), bem como da elaboração de mapas de conflito de uso, considerando-se o atributo uso do solo, mapeado nas fases anteriores.

4 – CARACTERIZAÇÃO DA ÁREA DE ESTUDO

O município de Analândia tem área de 327 km^2 e faz divisa com os municípios de Corumbataí, Itirapina, São Carlos, Descalvado, Pirassununga e Santa Cruz da Conceição. O relevo predominante é suave ondulado a ondulado, sendo a frente escarpada das cuestas e alguns morros testemunhos dos destaques mais importantes da paisagem regional.

O núcleo urbano está localizado aproximadamente em posição central no município, na latitude 22°08'S e longitude 47°40´W. A cidade dista 250 km da capital e o acesso à mesma é realizado pela rodovia SP-225.

Fig. 2 – Localização da área de trabalho.

Neste município estão situadas as nascentes de contribuintes para as bacias dos rios Corumbataí, Mogi-Guaçu e Jacaré-Guaçu, ou seja, a qualidade das águas nesta região afeta o abastecimento público de cidades como Rio Claro, Piracicaba, Descalvado e São Carlos, além do próprio município.

Para a espacialização dos resultados e orientação ao planejamento das ações de gestão municipal o município foi dividido em 8 sub-bacias, apresentadas na figura 3.

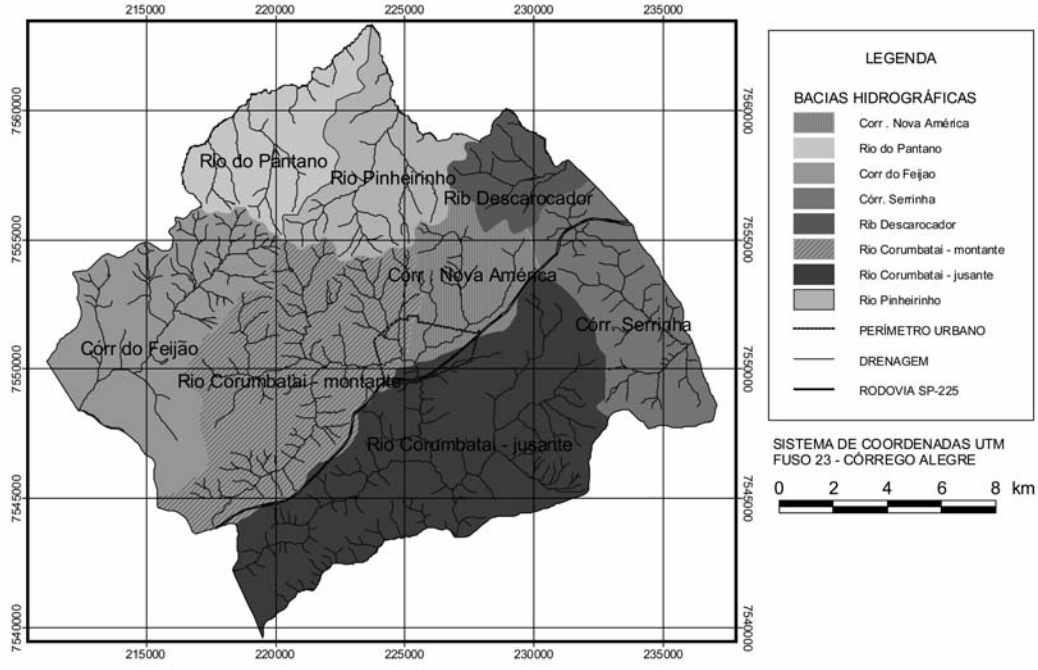


Fig. 3 – Sub-bacias para planejamento das ações de gestão do uso do solo no município de Analândia – SP.

Outra justificativa para o planejamento do uso do solo municipal é o fato do município de Analândia estar inserido parcialmente em duas áreas de proteção ambiental (APA) estaduais, a saber: APA Corumbataí-Botucatu-Tejupá e APA Piracicaba-Juqueri-Mirim.

Outrossim, entre 1980 e 2000 a população urbana do município de Analândia mais do que dobrou, e o avanço da área urbana desencadeou uma série de processos de degradação do meio físico, notadamente erosão acelerada.

Além disso, no município de Analândia está sediada uma das maiores minerações de areia industrial do país, sendo necessário o planejamento do uso do solo municipal para garantir a exploração deste bem mineral em condições sustentáveis.

5 – RESULTADOS

5.1 – Mapeamento dos atributos

5.1.1 – Substrato rochoso

No município de Analândia ocorrem rochas atribuídas às formações Pirambóia, Serra Geral, Botucatu e Itaqueri.

As rochas pertencentes à Formação Pirambóia ocupam 71% da área municipal, correspondendo às regiões colinosas de cota entre 560 e 800 metros em relação ao nível do mar. Elas estão recobertas em grandes extensões por materiais inconsolidados transportados mais recentemente, atribuídos à Formação Santa Rita do Passa Quatro. Por este motivo, as rochas da Formação Pirambóia afloram apenas nas porções sul e sudeste do município, nos vales dos rios Corumbataí e afluentes e no vale do Córrego do Capim Fino.

Elas se caracterizam como camadas de arenitos finos a médios, intercaladas a camadas de conglomerados arenosos ou arenitos conglomeráticos, ou intercaladas a camadas de argila arenosa.

Onde ocorrem camadas argilosas formam-se níveis d´água suspensos, com surgência de água na encosta ou exsudação de água nos taludes de corte artificiais. Também se verificou que comumente ocorre surgência de água no contato solo transportado–rocha, quando esta formação está capeada por materiais coluvionares recentes. Há registros da existência de cavernas nestes arenitos.

Quanto à Formação Serra Geral, em Analândia é possível delimitar ao menos três tipos de rochas ígneas associadas a esta formação: derrames propriamente ditos, intrusivas colocadas como soleiras, que acompanham a grosso modo as camadas sedimentares da região, e diques.

Os basaltos foram identificados no topo da Serra do Cuscuzeiro, com pequena espessura e pequena distribuição em área. Os diques produzem normalmente relevos positivos em relação às rochas da Formação Pirambóia e destacam-se como cristas alinhadas na paisagem.

A principal soleira sustenta o que se denominou de escarpa inferior, que corresponde ao degrau topográfico entre as cotas 760 e 800 metros, verificado ao longo dos vales dos rios Corumbataí, Ribeirão do Retiro, Ribeirão da Barra e Córrego Santa Terezinha. Trata-se de rochas básicas faneríticas finas, de cor cinza escura. Também ocorrem soleiras de formato mais irregular e menor continuidade em área, principalmente nas proximidades da cidade de Analândia. São rochas faneríticas finas a médias, variando de ocorrência para ocorrência, com cor cinza escura.

As rochas atribuídas à Formação Botucatu ocorrem em cotas superiores a 800 metros em relação ao nível do mar, e caracterizam-se como arenitos silicificados, que sustentam o que se denominou de escarpa superior. Esta escarpa corresponde ao degrau topográfico existente entre as cotas 800 e 900 metros e compõe a borda das serras do Cuscuzeiro, do Atalaia e da Serra Grande.

No topo das serras do Cuscuzeiro, da Atalaia e da Serra Grande ocorrem as litologias atribuídas à Formação Itaqueri. São principalmente conglomerados de matriz argilosa ou argilo-arenosa, com seixos milimétricos a decimétricos. Também ocorrem pacotes de camadas centimétricas com proporções variadas de matriz e seixos (variando, portanto, de argilitos arenosos a conglomerados) e com seixos de tamanhos diversos. Nos alforamentos desta formação não foram observadas rochas sãs ou rochas alteradas duras (conforme definição de Vaz, 1996). As rochas encontravam-se sempre como rocha alterada mole (RAM), ou seja, materiais que só podem ser escavados manualmente com picareta ou, mecanicamente, com escarificador.

5.1.2 – Materiais inconsolidados

Os materiais inconsolidados foram classificados em dois grandes grupos: transportados e residuais. Em Analândia foram mapeadas 4 unidades de solos residuais e 5 unidades de solos transportados.

O perfil típico dos solos residuais desenvolvidos sobre a Formação Pirambóia, para declividades da ordem de 10-30%, pode ser definido como uma camada de rocha alterada mole com cor variegada (branco, marrom claro, vermelho), sob uma camada de solo de alteração ou saprolito (SA), arenoso, com espessura de um metro, mais friável e de coloração mais homogênea, porém ainda variegada. Mais próximo da superfície ocorre o solo eluvial (SE), de cor marrom, que se sobrepõe ao SA. Sua espessura total é de 60 centímetros. Os horizontes SA e SE têm características semelhantes em termos geotécnicos, caracterizando-se como solos arenosos, onde predominam as frações areia fina e areia média, não plásticos e classificados como A-2-4 no sistema rodoviário (HRB-AASHTO). Estes solos são explorados como areias industriais.

Nas regiões de relevo mais suave, o solo eluvial tem espessura superior a 1,5 metro. A estrutura do material é homogênea, maciça e a cor é marrom ou marrom claro. O material predominante é descrito como uma camada de areia fina pouco argilosa, marrom claro, sem estrutura visível, com raros grânulos subangulosos milimétricos de quartzo.

Nas regiões com declividade superior a 30% a RAM passa a SA, sendo que o contato entre ambos acompanha a estratificação. O SA é relativamente mais friável e homogêneo que a RAM, em relação à cor e às estruturas, e tem espessura entorno de 70 centímetros. Nestas situações não se desenvolve solo eluvial.

Os materiais inconsolidados residuais da Formação Botucatu caracterizam-se como areias finas quartzosas, com raros grãos de areia grossa, sem estrutura visível, com cor marrom, bastante friáveis e classificados como A-2-4 no sistema rodoviário. Em todos os afloramentos, alguns com altura de exposição superior a 5 metros, observou-se apenas o horizonte de solo eluvial (conforme definição de Vaz, 1996).

Os materiais inconsolidados residuais da Formação Serra Geral têm pequena distribuição geo - gráfica e normalmente pequena espessura, pois os afloramentos destas litologias no município de Analândia estão restritos a relevos escarpados ou a morros de cristas pontiagudas, com declividades elevadas nas encostas.

O perfil típico de alteração destas litologias é composto por uma camada mais superficial de solo eluvial, argiloso, homogêneo, de cor vinho, com espessura que varia de 50 centímetros (encostas) a 2 metros (topo de morro), classificado como A-7-5 no sistema rodoviário. Sob esta camada ocorre o saprolito, composto por blocos de rocha alterada dura (RAD), milimétricos a centimétricos, dispersos em matriz argilosa de cor vinho. A alteração intempérica é tipicamente esferoidal, aumentando a proporção de RAD e de rocha sã, conforme se aprofunda o perfil. Os solos resultan - tes da alteração das rochas básicas em Analândia são normalmente solos pouco desenvolvidos, ocorrendo à superfície diversos blocos de RAD, centimétricos, arredondados.

Quanto aos solos residuais desenvolvidos sobre a Formação Itaqueri, foram identificados três tipos de materiais, cujos perfis típicos são:

- Solos desenvolvidos sobre rochas areno-conglomeráticas: horizonte de solo de alteração, em que a alternância de camadas mais e menos conglomeráticas está nítida, ou seja, a estrutura sedimentar está preservada, apesar de os minerais já terem sofrido alteração. As camadas têm espessura centimétrica e matriz argilosa ou areno-argilosa, com seixos de dimensões variadas. Sua cor é marrom. Não há solo eluvial desenvolvido. Nas áreas preparadas para plantio são abundantes os seixos de dimensões decimétricas e concreções lateríticas, o que é desfavorável para a agricultura mecanizada.
- Solos desenvolvidos sobre conglomerados: horizonte de solo de alteração, de cor vermelha e branca, com espessura superior a 2 metros, micáceo, e com a estrutura dos conglomerados preservada, que passa a solo eluvial de cor vermelha, argiloso com grânulos e seixos e de estrutura maciça.
- Couraças ferruginosas: nos topos dos morros ocorre solo residual concrecionário (laterizado), que pode ter vários metros de espessura. Este horizonte concrecionário caracteriza-se como material de 2a categoria nos contratos de escavação, ou seja, só pode ser escavado mecanicamente com escarificador. Sobre esta camada está desenvolvido solo eluvial com espessura aproximada de 50 centímetros, composto por camada de areia argilo-siltosa, com grânulos de quartzo milimétricos e fragmentos de carvão, estrutura maciça e cor marrom claro ou marrom.

Sob a denominação Formação Santa Rita do Passa Quatro foram agrupados todos os materiais inconsolidados de idade (terciário?)-quaternária (Melo, 1995) presentes na área do município, exceto aqueles que se encontram claramente associados às drenagens e escarpas atuais, que foram mapeados como aluviões e tálus recentes. Optou-se por manter a denominação Formação Santa Rita do Passa Quatro, que já tem sido utilizada na região, e entende-se que os depósitos nela reunidos abrangem um espectro amplo de sedimentos continentais. Não foram observados afloramentos de rocha nesta unidade, sendo bastante provável que estes sedimentos não tenham sofrido processo de consolidação e diagênese.

O material mais característico da Formação Santa Rita do Passa Quatro no município de Analândia são as areias finas a médias com (ou sem) grânulos milimétricos de quartzo. Trata-se de materiais sem estrutura visível, com colorações diversas, sempre homogêneas em um mesmo afloramento, podendo ser marrons, marrons claros, ou de cor laranja. Normalmente não apresentam diferenciação em horizontes de solos com características geotécnicas distintas. Classificam-se como solos A-2-4 no sistema rodoviário. Estes materiais ocupam normalmente as colinas amplas e interflúvios. São explorados como areia industrial (para a indústria de fundição) e como areia para construção.

O segundo tipo de material com expressiva distribuição em área e continuidade lateral atribuí - do a esta formação corresponde às areias argilosas com raros grânulos milimétricos de quartzo e de rocha básica alterada, que afloram no topo de colinas amplas ou no topo aplainado das escarpas que compõem os divisores de águas dos rios Corumbataí, Ribeirão do Retiro e Ribeirão da Barra. Sua ocorrência está normalmente associada à proximidade de intrusivas básicas, sendo que os sedimentos ocorrem como capeamento da intrusão ou lateralmente a ela. A coloração do material é marrom avermelhado. Eles se classificam como solos A-2-4 no sistema rodoviário. Apenas localmente foram identificadas linhas de seixos, por vezes na base, por vezes no meio do depósito.

O terceiro grupo de materiais inconsolidados atribuídos à Formação Santa Rita do Passa Quatro corresponde a um pacote de camadas sedimentares alternadas, com diferentes características granulométricas e espessuras que variam de poucos centímetros a poucos metros. São camadas de areias

com grânulos milimétricos, areias argilosas com grânulos milimétricos, areias com grânulos e seixos milimétricos a decimétricos e cascalhos com quantidades variadas de matriz arenosa. Também são comuns fragmentos de carvão milimétricos a centimétricos nesta unidade. Melo (1995) interpreta tais depósitos como possíveis remanescentes de ocorrências maiores (paleotálus) situadas ao longo do sopé da escarpa de cuesta, quando esta ainda não se encontrava recuada para a posição atual.

Os materiais associados a depósitos de tálus recentes caracterizam-se como areias finas argilosas ou areias finas, de cores marrom ou marrom claro, friáveis, maciças, onde podem estar presentes fragmentos de carvão, e que estão associadas a blocos de arenito de dimensões métricas. No contato do tálus com a rocha alterada dura ocorre surgência de água.

Os aluviões recentes caracterizam-se por camadas de areias pouco argilosas ou areias muitos argilosas, saturadas, plásticas, de cores cinza claro a cinza escuro. Ocupam grandes extensões, principalmente na bacia do Rio do Pântano, a norte da Serra do Cuscuzeiro e na bacia do Ribeirão do Feijão, sempre associados às planícies dos rios atuais.

Os colúvios recentes ocorrem frequentemente na área mapeada, porém têm normalmente pequena espessura e pequena continuidade lateral, não podendo ser individualizados nas escalas de mapeamento adotadas.

Para caracterização geotécnica dos horizontes que compõem os perfis típicos e alteração das unidades de materiais inconsolidados foram realizados ensaios de caracterização, cujos resultados médios são apresentados no quadro 1. Com base nestes dados os materiais inconsolidados puderam ser classificados utilizando-se o Sistema Unificado de Classificação dos Solos (SUCS) e a classificação rodoviária (Sistema HRB-AASHTO).

Quadro 1 – Resultados dos ensaios de caracterização dos materiais inconsolidados.

Camada	Granulometria NBR 6502/95				e_{campo}	LL (%)	LP (%)	IP (%)	Classificação	
	P (%)	AR (%)	SI (%)	AG (%)					Sistema Unificado	Sistema Rodoviário
SE Pirambóia	2	86	4	8	0,804	–	–	NP	SM	A-2-4
SA Pirambóia	0	90	4	6	ND	–	–	NP	SW-SM	A-2-4
SE Botucatu	0	86	5	9	ND	–	–	NP	SM	A-2-4
SE Basalto (Fm Serra Geral)	0	6	29	65	1,593	98	46	52	MH	A-7-5
SA Itaqueri areno--conglomerático	9	39	13	39	1,191	39	25	14	CL-ML	A-6
SA Itaqueri conglomerático.	1	54	17	28	0,880	45	26	19	SC-SM	A-7-5
SE Itaqueri concrecionário	4	52	20	24	0,924	37	29	8	SM	A-4
SRPQ arenoso	0	90	3	7	0,854	–	–	NP	SP-SM	A-2-4
SRPQ areno--argiloso	1	78	4	17	0,882	24	15	9	SC	A-2-4

Legenda: P = pedregulho; AR = areia; SI = silte; AG = argila; NP = não plástico; ND = não determinado
SRPQ = solo residual da Formação Santa Rita do Passa Quatro; SA = solo de alteração; SE = solo eluvial

5.1.3 – Declividades

Quanto às declividades, predominam no município de Analândia declividades entre 0 e 3% e entre 6,1 e 12%, conforme quadro 2.

Quadro 2 – Porcentagem em área das classes de declividade no município de Analândia

Classe de Declividade	Porcentagem em área no município
0 - 3%	30,5%
3,1 – 6,0%	10,7%
6,1 – 12,0%	24,2%
12,1 – 20%	17,3%
20,1 – 30%	9,9%
30,1 – 60%	6,9%
60,1 – 100%	0,5%

OBS: Declividades acima de 100% ocorrem em área inferior a 0,02% do município.

Foram adotadas as classes de declividade sugeridas por Klingebiel e Montgomery (1961, apud Salomão e Iwasa, 1995), pois estas refletem situações de interesse para o planejamento de práticas de conservação do solo em área de uso agrícola, como convém para a elaboração do plano diretor do município de Analândia. A classe de declividades superiores a 20 % foi subdividida para destacar os processos de movimentos de massas em que predomina a ação da gravidade, como é o caso de escorregamentos.

Na área de expansão urbana predominam declividades entre 0 e 15%, conforme quadro 3.

Quadro 3 – Porcentagem em área das classes de declividade na área de expansão urbana.

Classe de Declividade	Porcentagem na área de expansão urbana
0 – 5%	19,5%
5,1 – 15%	58,9%
15,1 – 20%	11,6%
20,1 – 30%	7,5%
> 30%	2,6%

Foram adotadas as classes sugeridas por Instituto Geológico (1993, apud Costa, 1996), pois estas refletem situações de interesse para o planejamento do uso do solo em áreas urbanas.

5.1.4 – Cobertura e uso do solo

Quanto ao uso do solo, Ferreira (2005) concluiu que no município de Analândia o uso do solo é predominantemente rural, sendo a maior parcela das terras ocupada por pastagens e cana-de-açúcar, que juntas perfazem 45% da área total do município. O quadro 4 apresenta a porcentagem em área que cada uso do solo ocupava no município em 2001.

Com relação às bacias hidrográficas, o uso do solo se distribui como apresentado no quadro 5.

Nos trabalhos de campo verificou-se que áreas ocupadas por pastagens foram ou estão sendo substituídas por plantações de cana-de-açúcar, de eucaliptos ou de laranja. Este fenômeno já havia sido constatado por Ferreira (2005), que o coloca como uma conseqüência do fato de que a pecuária extensiva é atualmente uma atividade econômica de baixa rentabilidade.

Quadro 4 – Superfície relativa das classes de uso e cobertura do solo no município de Analândia.

Uso do solo	Porcentagem relativa em área
Solo exposto	1,74%
Mata	15,49%
Citricultura	10,23%
Mata ciliar	8,79%
Área urbana	0,69%
Represas e lagos	0,18%
Cana-de-açúcar	15,85%
Mata secundária	10,16%
Pastagem	29,06%
Silvicultura	7,75%
Total	100,00%

Extraído de Ferreira (2005).

Outro aspecto importante com relação ao uso do solo no município de Analândia é o setor mineral. No município se localiza uma das maiores minerações de areia industrial do país. Trata-se da Mineração Jundu, cuja cava se localiza a 3,5 quilômetros da área urbana. Além disso, SMA/IG (2002, apud Torezan, 2005) já havia selecionado parte do município como área de interesse especial quanto a aspectos relacionados à exploração atual, ao potencial de incremento na atividade, aos conflitos ou à proximidade a áreas urbanas ou Unidades de Conservação, em trabalho de levanta - mento da atividade de mineração na bacia hidrográfica do rio Mogi-Guaçu. O fato se deve por tra-

Quadro 5 – Freqüência das classes de uso do solo por bacia hidrográfica.

Uso do solo	Rio do Pântano	Córr. Serrinha	Rio Pinheirinho	Córr. Nova América
Mata	48%	34%	35%	28%
Reflorestamento	1%	2%	0%	3%
Citricultura	0%	10%	4%	10%
Cana de açúcar	10%	38%	8%	10%
Pastagem	38%	15%	52%	43%
Área urbana	0%	0%	0%	6%
Solo exposto	3%	1%	1%	0%
Total	100%	100%	100%	100%

tar de uma região com expressiva concentração de processos de requerimentos e autorizações de pesquisa mineral junto ao DNPM, principalmente para areia industrial.

No quadro 6 é apresentada sua distribuição em área dos processos de pesquisa mineral em tramitação junto ao DNPM em novembro de 2006.

Quadro 5 – Freqüência das classes de uso do solo por bacia hidrográfica. *(continuação)*

Uso do solo	Córr. do Feijão	Rib. Descaroçador	Corumb. montante	Corumb. jusante
Mata	33%	16%	39%	40%
Reflorestamento	11%	0%	1%	13%
Citricultura	17%	47%	17%	0%
Cana de açúcar	13%	0%	16%	17%
Pastagem	26%	35%	25%	26%
Área urbana	0%	0%	1%	1%
Solo exposto	0%	2%	1%	3%
Total	100%	100%	100%	100%

Quadro 6 – Distribuição em área, por bem mineral.

Bem mineral	% da área municipal
Areia industrial, para fundição e para vidro	10,4%
Areia para construção civil	3,8%
Argila refratária, argila aluminosa, argila, turfa	11,8%
Água mineral, água potável de mesa	3,6%
Arenito para corretivo de solo	0,1%
Áreas não requeridas	70,3%

Apesar da atividade de mineração não restringir necessariamente o uso do solo por outras ati - vidades, deve-se considerar, para a elaboração de planos diretores, que a extração mineral envolve rigidez locacional, devido ao fato do bem mineral não estar disponível naturalmente em todos os locais, e promove impactos positivos e negativos para outros tipos de uso, por exemplo, com a implantação de cavas de mineração a céu aberto. Devido à rigidez locacional, a mineração deverá ser considerada prioritária em relação a outros usos, que podem ser executados em outras áreas.

Com relação ao uso do solo na área de expansão urbana, que tem ao todo 7,18 km2, foram definidas 11 classes de uso, a saber:

- Áreas pouco adensadas e/ou não ocupadas: correspondem aos loteamentos abertos (com ar - ruamento implantado), onde praticamente não há edificações construídas, e às áreas inseridas na malha urbana ainda não loteadas. Em todas estas áreas as terras são esporadicamente utilizadas como pastagens e a vegetação é do tipo campo;
- Áreas com adensamento médio: correspondem às áreas com loteamentos implantados em que há edificações construídas, porém ainda predominam áreas não impermeabilizadas em relação às áreas impermeabilizadas;

- Áreas com adensamento elevado: correspondem às áreas com loteamentos implantados em que há edificações construídas e onde as áreas impermeabilizadas superam as áreas não impermeabilizadas;
- Loteamentos com vegetação do tipo cerrado: trata-se de loteamentos abertos nas décadas de 1960-1970, em que a infra-estrutura urbana não foi implantada e onde não se construíram edificações, havendo atualmente na quadras vegetação do tipo cerrado;
- Mata e/ou cerrado: vegetação do tipo mata ciliar ou cerrado;
- Silvicultura: vegetação do tipo eucalipto ou pinus, explorada de forma comercial;
- Pastagem: áreas de campos, exploradas comercialmente como pastagens para gado;
- Cana-de-açúcar: áreas utilizadas para o cultivo de cana-de-açúcar;
- Citricultura: áreas utilizadas para o cultivo de laranja;
- Mineração: cava e solo exposto em área de mineração de areia para construção civil;
- Estrada: estrada asfaltada, administrada pelo Departamento Estadual de Estradas de Rodagem (DER), que liga Analândia às cidades de Pirassununga e de Itirapina (SP-225).

Dentre estes usos, aqueles que abrangem maior porcentagem da área de expansão urbana são as áreas urbanizadas pouco adensadas e com adensamento médio (quadro 7). Além disso, identificou-se que 28,7% da área de expansão urbana está ocupada por usos não urbanos, e que dos 71,3% ocupados com usos urbanos, apenas 33,4% encontram-se medianamente a fortemente adensados.

Quadro 7 – Superfície relativa das classes de uso e cobertura do solo na área de expansão urbana de Analândia.

Uso do solo na área de expansão urbana	Porcentagem relativa em área
Usos urbanos	
Pouco adensado ou não ocupado	26,7%
Adensamento médio	22,8%
Adensamento elevado	10,6%
Loteamentos com cerrado	11,1%
Outros usos	
Mata e/ou cerrado	14,7%
Silvicultura	3,3%
Pastagem	6,1%
Cana-de-açúcar	1,6%
Citricultura	0,3%
Mineração	1,1%
Estrada	1,6%
Total	100,00%

Deve-se ainda destacar a existência de loteamentos abertos nas décadas de 1960 e 1970, que não foram ocupados e que se encontram atualmente tomados por vegetação do tipo cerrado. A APA Piracicaba- Jundiaí-Mirim proíbe explicitamente o desmatamento em áreas urbanas, o que cerceia a ocupação destas áreas.

5.2 – Levantamento dos processos geológico-geotécnicos instalados

A erosão figura como o processo de degradação do meio físico mais notável no município de Analândia. A maior parte do município apresenta solos arenosos, o que favorece a instalação dos processos erosivos. Porém, mesmo em regiões onde predominam solos argilosos, foram verificadas ravinas, ainda que em menor quantidade.

A ocorrência de erosão laminar é evidente nos terrenos do município em que o solo se encontra total ou parcialmente exposto. As áreas de exploração de cascalho para manutenção de rodovias, atualmente desativadas, porém não recuperadas, são alguns dos focos deste tipo de erosão. Além disso, verificou-se que o preparo do solo para a plantação de cana-de-açúcar envolve grande movimentação de terra, especialmente em áreas ocupadas por pastagens e que passarão a receber esta cultura. Nestes casos o preparo do solo promove o aterramento de feições erosivas lineares, porém disponibiliza grande volume de material solto à superfície, que será facilmente carreado pela erosão laminar durante os períodos chuvosos.

A erosão em sulcos manifesta-se principalmente em áreas de pastagens, com declividades superiores a 24%, e está normalmente relacionada às trilhas de gado, que se tornam pontos de concentração do escoamento das águas de chuvas. Não se verificou a sua evolução para ravinas, mesmo em áreas que têm sido utilizadas como pastagens desde a década de 1960.

Por outro lado, verificou-se que a alteração do uso do solo, de pastagem para agricultura mecanizada (cana-de-açúcar, eucalipto ou laranja) resultou na correção destas erosões, de tal forma que hoje em dia não se percebem mais sulcos em locais onde claramente havia grandes concentrações em 1962.

Outra ocorrência comum de sulcos é no leito das estradas de terra, tanto na área urbana quanto na área rural. Isto se verifica tanto em regiões de solos arenosos, quanto em regiões de solos argilosos e está relacionado à ausência de um sistema de drenagem adequado. Nas estradas municipais são previstos camaleões, sangras e caixas de infiltração para contenção da erosão, porém em muitas situações estes dispositivos não estão implantados ainda. O mesmo tipo de contenção é utilizado em algumas vias urbanas. O procedimento adotado para correção dos sulcos (e ravinas) é o de aprofundar o leito (tanto em área urbana, quanto em área rural), o que resulta em vias cada vez mais encaixadas no terreno e concentrando cada vez mais o escoamento superficial. O mesmo se verifica nas estradas secundárias das plantações de cana-de-açúcar em épocas de entressafra, pois não há manutenção das vias.

As ravinas e boçorocas são bastante comuns no município de Analândia. A análise dos comprimentos totais de erosões lineares identificadas nas fotos aéreas de 1962, de 1972 e de 2006, bem como dos dados levantados em campo, indicou que a maior parte das ravinas e boçorocas do mu - nicípio já estava instalada em 1962. Seu surgimento deve estar relacionado à expansão da fronteira agrícola no estado de São Paulo e ao desmatamento para plantio de café que ocorreu no fim do século XIX e início do século XX.

Para corroborar esta afirmação, verificou-se que o comprimento total de erosões lineares no município de Analândia diminuiu significativamente entre 1962 e 1972. O quadro 8 apresenta os dados referentes a esta redução, sendo possível verificar que ela ocorreu em todas as bacias hidrográficas do município. A análise por bacias hidrográficas é relevante, pois estas têm sido cada vez mais utilizadas em ações de planejamento ambiental e do uso e ocupação do solo.

Na comparação dos comprimentos de erosões lineares com a situação atual, para área de 97 km^2, para a qual se dispunham das fotografias aéreas de 2006, verifica-se que o comprimento de erosões lineares diminuiu ainda mais entre 1972 e 2006 nas áreas rurais, porém cresceu no perímetro urbano.

Verificou-se nos trabalhos de campo, de forma análoga ao que ocorreu com algumas das concentrações de sulcos, que a implantação de agricultura mecanizada acarretou na correção de algu -

Quadro 8 – Densidade de erosões lineares por bacia hidrográfica, em 1962 e em 1972.

Bacia hidrográfica	Área da bacia (km²)	Densidade de erosões (m/km²)	
		1962	1972
Ribeirão do Pântano	26	27,3	8,5
Córrego do Pinheirinho	29	103,3	64,2
Ribeira Descaroçador	14	87,9	51,4
Córrego Serrinha	35	278,3	141,2
Rio Corumbataí jusante	86	176,1	104,8
Córrego da Nova América	22	112,1	107,4
Rio Corumbataí montante	65	235,0	147,2
Córrego do Feijão	50	114,3	68,0
Totais	327	163,0	98,1

mas destas feições erosivas. Entretanto, o método de correção utilizado é o de se realizar aterros lançados (ou simplesmente empurrar a terra) para tampar os buracos de erosão, não havendo qualquer preocupação com drenagem de fundo (no caso das boçorocas) ou drenagem superficial, e muitas vezes a erosão linear volta a se manifestar na primeira estação chuvosa.

Muitas das ravinas e boçorocas identificadas nas fotos aéreas de 1962 e de 1972 encontram-se atualmente estabilizadas, com vegetação de porte arbóreo desenvolvida em seu interior. Em alguns casos elas se encontram praticamente estabilizadas, com atividade localizada, representada pelos escorregamentos de pequeno porte dos taludes laterais, em algum dos braços da feição, mas não em toda a extensão. Em outros casos elas ainda estão ativas em toda a extensão.

Como feições recentes na área urbana foram identificadas seis ravinas e uma boçoroca, que inexistiam em 1972, e ravinas relacionadas a estradas rurais e à rodovia SP-225. Todas estas feições são resultantes da concentração inadequada do escoamento superficial, que na implantação de novos bairros, quer na manutenção de ruas, estradas e rodovias.

Este conjunto de dados aponta para uma melhoria no manejo ambiental da região com relação ao quesito erosão, devido à adoção de técnicas de cultivo em curvas de nível e à substituição gradativa de pastagens por áreas de culturas perenes ou anuais, porém não atesta necessariamente que a erosão como um todo tenha diminuído, pois não se quantificam as perdas por erosão laminar.

Com relação aos fatores do meio físico mapeados, para os quais foram calculadas as densidades de erosões lineares (figuras 4 e 5), verificou-se que as erosões lineares aumentam progressivamente, conforme aumenta a declividade, até 30%. A partir desta declividade a quantidade de erosões tende a diminuir, ocorrendo uma diminuição significativa para declividades superiores a 60%.

Estes dados são congruentes com o esperado, pois, para declividades superiores a 60% a espessura de solo tende a diminuir e os processos de movimento de massas predominantes passam a ser os rastejos, os escorregamentos e as corridas de massa.

Com relação aos materiais inconsolidados, aqueles que apresentam as maiores densidades de erosão linear são os solos residuais desenvolvidos sobre as formações Pirambóia e Botucatu. Esperava-se que os materiais francamente arenosos pertencentes à Formação Santa Rita do Passa

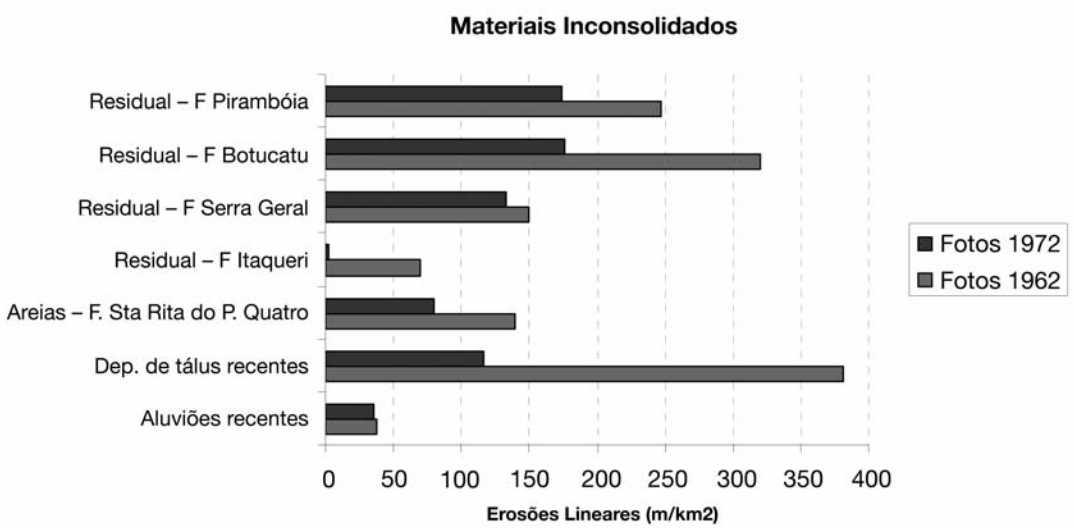


Fig. 4 – Densidade de erosões lineares, por classe de materiais inconsolidados, em 1962 e em 1972.

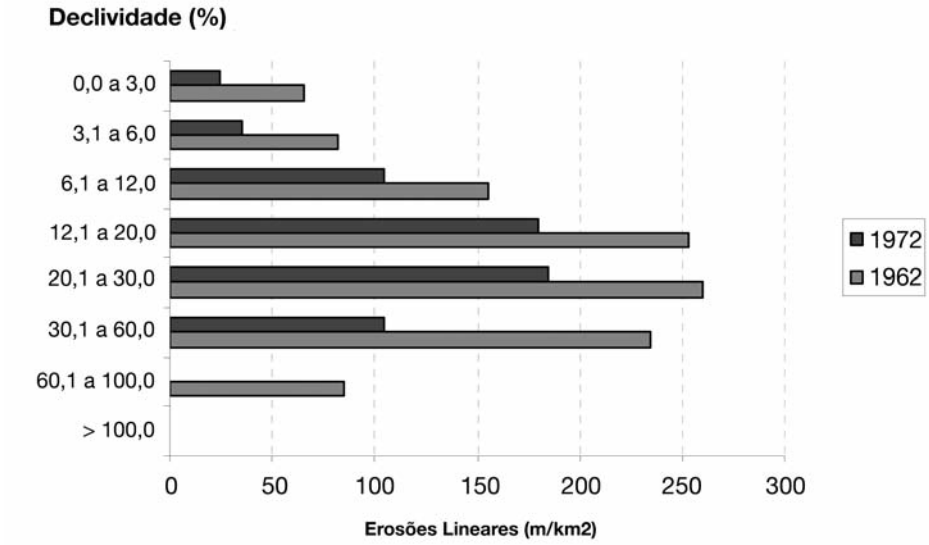


Fig. 5 – Densidade de erosões lineares, por classe de declividade, em 1962 e em 1972 (extraído de Hirai *et al.,* 2006).

Quatro apresentassem a terceira maior densidade, entretanto esta posição é ocupada pelos materiais residuais desenvolvidos sobre a Formação Serra Geral, que têm caráter argiloso no horizonte de solo residual maduro e silto-argiloso no horizonte de solo residual jovem.

Alem disso, na região de afloramento do arenito Pirambóia, são comuns boçorocas de pequeno porte, relacionadas à presença de níveis d´água suspensos neste pacote de rochas sedimentares, que intercala camadas impermeáveis de argilas e argilas arenosas, a camadas arenosas e conglomeráticas, bastante permeáveis.

Apesar da erosão ser um processo importante de degradação do meio físico no município de Analândia, não se verificam prejuízos significativos devido a assoreamentos e inundações no município.

Com relação a perdas econômicas devido ao acúmulo de sedimentos pode-se citar o completo assoreamento do lago do parque municipal, popularmente denominado "Lago da Bruxa", localizado a jusante da boçoroca causada pela implantação do núcleo habitacional Nova Esperança.

Além disso, nos meses da estação chuvosa (verão) a Avenida Cinco, do bairro Centro, sofre constantes inundações. Estas inundações não estão, entretanto, relacionadas ao aumento da carga sedimentar transportada pelo rio Corumbataí. Devem-se principalmente à ocupação de uma área de várzea do rio e ao constante aterro desta área com entulhos e outros materiais para expansão do uso urbano.

Os movimentos de massa gravitacionais ocorrem como processos naturais de evolução das escarpas das serras do Cuscuzeiro, da Atalaia e Serra Grande. Trata-se normalmente de quedas de blocos, que geram corpos de tálus próximos ao sopé das escarpas. Eventualmente verificam-se cicatrizes de corridas de massa, associadas às drenagens que vencem as escarpas, através de aberturas mais significativas na vegetação. Estes processos encontram-se certamente acelerados pelo fato do topo da serra estar bastante desmatado e o uso do solo em áreas próximas às escarpas ser muitas vezes agricultura ou pastagem. Em quase toda a extensão da escarpa e da sua base encontra-se preservada a mata nativa, ou o uso do solo é rural, o que explica o fato de não haver perdas econômicas significativas relacionadas a estes deslizamentos.

Nas escarpas dos vales dos ribeirões do Retiro e da Barra também foram observadas cicatrizes de escorregamentos planares de pequeno porte, localizados em pontos da topografia com declividade superior a 70º.

No vale do Ribeirão do Retiro foram observadas cicatrizes de escorregamentos circulares de médio porte, localizadas em ruptura positiva do relevo, próxima à drenagem, em terrenos da Formação Pirambóia. Estes escorregamentos estão associados provavelmente à conjugação de quatro fatores: litologias arenosas pouco coesivas, relevo com ruptura positiva, extensa área de contribuição na encosta, com declividade de 24%, e ocupação por pastagem.

Escorregamento circular de grande porte foi verificado em um ponto da escarpa da Serra do Cuscuzeiro, associado à evolução das paredes de uma erosão presente na área desde 1962.

Nos materiais argilosos resultantes da alteração das rochas da Formação Itaqueri foram observados escorregamentos às margens de um reservatório, provavelmente relacionados à subida do nível d´água devido à construção do barramento.

A análise das fotografias aéreas de 1962, 1972 e 2006 resultou na identificação de poucas feições relacionadas exclusivamente a escorregamentos. Isto não implica que este processo não ocorra na área, como pôde ser constatado através dos trabalhos de campo. Implica apenas que os eventos não geraram cicatrizes de magnitude tal que possam ser identificadas nas fotos aéreas em escala 1:25.000 ou menor.

5.3 – Cartas geotécnicas do município de Analândia e da área de expansão urbana

A sobreposição dos atributos materiais inconsolidados e declividade e a posterior ponderação dos processos associados a cada unidade resultante desta sobreposição, levaram à delimitação de 12 unidades geotécnicas em escala regional e de 7 unidades geotécnicas em escala local. Os quadros 9 e 10 apresentados a seguir resumem as características destas unidades. As figuras 6 e 7 apresentam extratos das cartas geotécnicas nas escalas regional e de detalhe.

Na área de expansão urbana não ocorrem os depósitos de tálus recentes, os sedimentos arenorudáceos atribuídos à Formação Santa Rita do Passa Quatro, as formações Itaqueri e Botucatu e

seus produtos de alteração. Por este motivo estão ausentes no mapa geotécnico desta área as unidades TA, SR3, IT1, IT2, BO1 e BO2.

Os intervalos de declividades foram reorganizados, para que refletissem melhor as solicitações impostas ao meio pela ocupação urbana. Isto implicou também na subdivisão de unidades que na escala regional não haviam sido subdivididas. Além disso, foi criada a classe de terrenos com declividades acima de 30%, aos quais se aplicam as restrições da Lei Lehmann (Lei Federal no 6.766, de 19 de Dezembro de 1979).

Os quadros-sínteses das cartas geotécnicas descrevem estas unidades. No quadro 11 é apresentado um extrato do quadro-síntese que acompanha o mapa geológico-geotécnico regional (escala 1:50.000) e no quadro 12 é apresentado um extrato do quadro-síntese que acompanha o mapa geológico-geotécnico local (escala 1:10.000).

Quadro 9 – Unidades geológico-geotécnicas definidas no município de Analândia e porcentagem de ocorrência.

Unidades	Características das unidades	Sub-unidades	Características das subunidades	% da área municipal
AL	Aluviões recentes. Declividades inferiores a 3%	–		2,3%
TA	Depósitos de tálus recentes. Declividades de 3 a 20%	–		1,9%
SR1	Solos transportados da Formação Santa Rita do Passa Quatro, areno-argilosos. Declividades de 3 a 20%	–		5,6%
SR2	Solos transportados da Formação Santa Rita do Passa Quatro, arenosos. Declividades variáveis	SR2.1	Declividades entre 0 e 12%	50,5%
		SR2.2	Declividades entre 12 e 20%	
		SR2.3	Declividades superiores a 20%	
SR3	Solos transportados da Formação Santa Rita do Passa Quatro, areno-rudáceos. Declividades de 6 a 20%	–		0,2%
BO1	Solos residuais da Formação Botucatu. Declividades variáveis	BO1.1	Declividades entre 0 e 12%	2,0%
		BO1.2	Declividades entre 12 e 20%.	
BO2	Solos residuais da Formação Botucatu. Declividades superiores a 20%, predominando aquelas superiores a 40%	–		5,0%
PI	Solos residuais da Formação Pirambóia. Declividades variáveis	PI.1	Declividades entre 0 e 12%	19,1%
		PI.2	Declividades entre 12 e 20%	
		PI.3	Declividades maiores que 20%	
IT1	Solos laterizados da Formação Itaqueri, Declividades entre 0 e 12%	–		1,5%
IT2	Solos residuais da Formação Itaqueri, não laterizados. Declividades variáveis	IT2.1	Declividades entre 6 e 20%	7,4%
		IT2.2	Declividades superiores a 20%.	
SG1	Solos residuais da Formação Serra Geral. Declividades de 6 a 20%	–		1,8%
SG2	Solos residuais da Formação Serra Geral. Declividades superiores a 20%	–		2,6%

Quadro 10 – Unidades geológico-geotécnicas definidas na área de expansão urbana de Analândia e porcentagem de ocorrência.

Unidades	Características das unidades	Sub-unidades	Características das subunidades	% da área municipal
AL	Aluviões recentes. Declividades inferiores a 3%	–		2,1%
SR1	Solos transportados da Formação Santa Rita do Passa Quatro, areno-argilosos. Declividades variáveis	SR1.A	declividades entre 5 e 15%	3,0%
		SR1.B	declividades predominantes entre 15 e 20%	
SR2	Solos transportados da Formação Santa Rita do Passa Quatro, arenosos. Declividades variáveis	SR2.A	declividades entre 0 e 15%	57,7%
		SR2.B	declividades entre 15 e 20%	
		SR2.C	declividades entre 20 e 30%	
PI1	Solos residuais da Formação Pirambóia. Declividades variáveis.	PI1.A	declividades entre 0 e 15%	20,9%
		PI1. B	Nível d´água com profundidade entre 5 e 15 metros, espessuras de mat. inconsolidados até 15 metros, declividades entre 15 e 20%	
PI2	Solos residuais da Formação Pirambóia. Decliv. de 20 a 30%	–		8,2%
SG1	Solos residuais da Formação Serra Geral. Decliv. inferiores a 20%	SG1.A	Declividades entre 0 e 15%	3,8%
		SG1.B	Declividades entre 15 e 20%	
SG2	Solos residuais da Formação Serra Geral. Declividades de 20 a 30%	–		1,9%
LL	Declividades superiores a 30%	–		2,3%

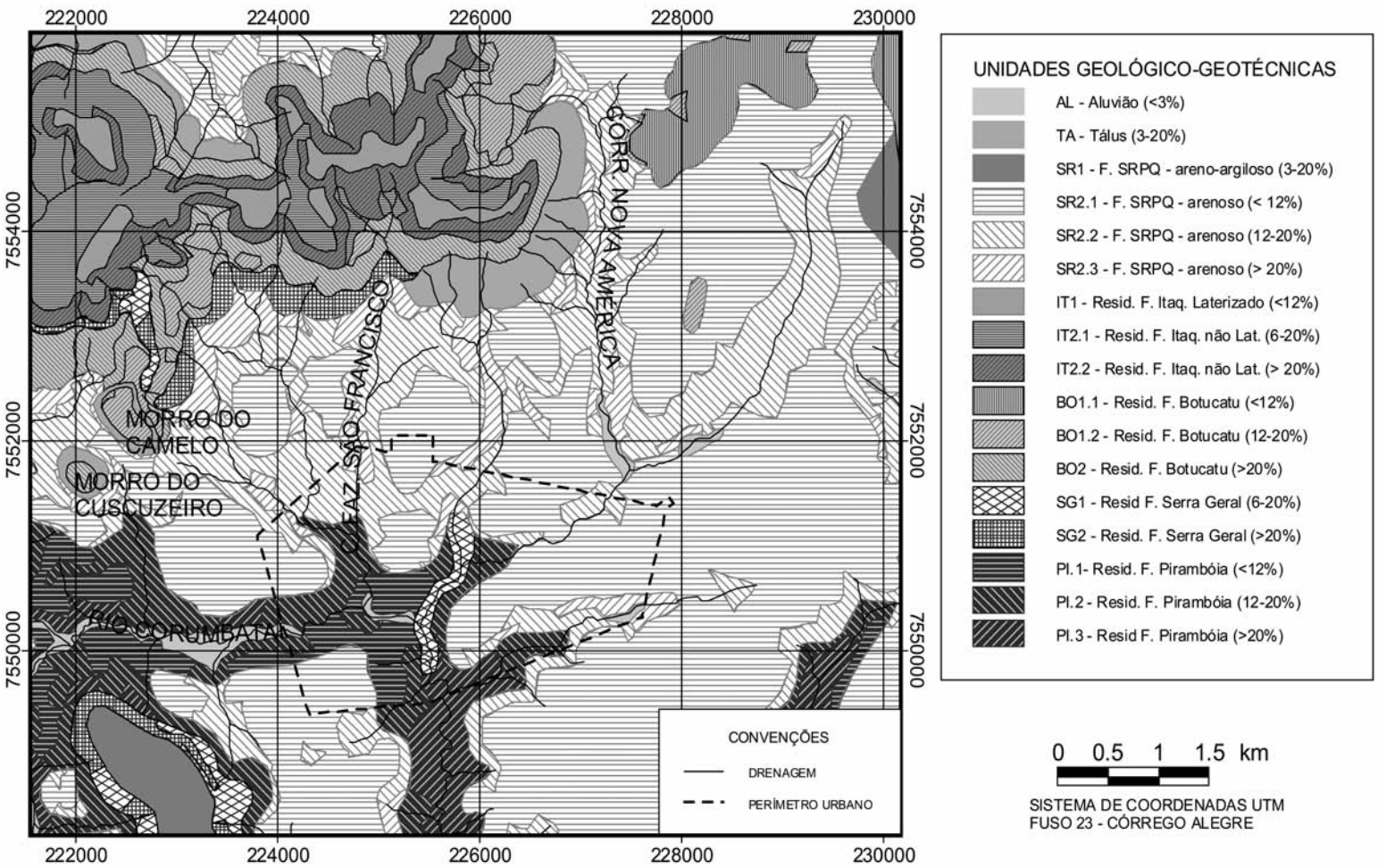


Fig. 6 – Extrato da carta geotécnica do município de Analândia-SP. Ver extrato do quadro-síntese no quadro 9.

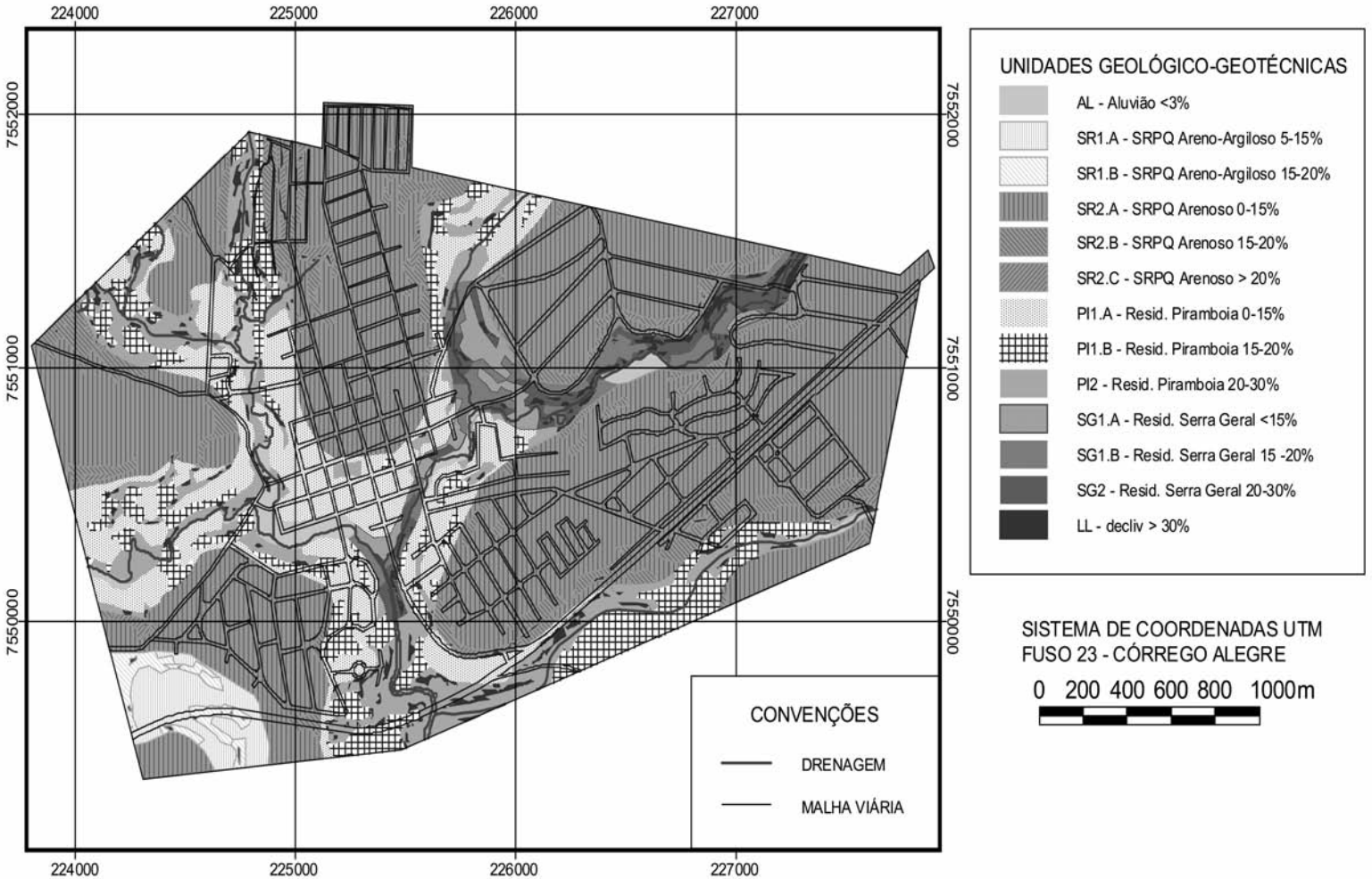


Fig. 7 – Carta Geotécnica da Área de Expansão Urbana de Analândia – SP. Ver extrato do quadro síntese no quadro 10.

Quadro 11 – Extrato do Quadro-síntese da carta geotécnica do município de Analândia – SP, escala regional (1:50.000)

Unidades	Características de Interesse do Meio Físico	Problemas Existentes ou Esperados	Recomendações
SR1	Sedimentos terciário-quaternários compostos por areias argilosas (tipo SC na classificação unificada e A-2-4 na classificação rodoviária), ocupando os topos de colinas amplas, com espessuras de até 15 metros. Nível d´água com mais que 10 metros de profundidade. Declividades que variam de 3 a 20%. Substrato rochoso variável.	Escavabilidade: 1ª categoria. Fundações: baixa capacidade de suporte, solos provavelmente colapsíveis. Processos: Baixa suscetibilidade à erosão linear. Escorregamentos translacionais superficiais em taludes de corte.	Considerar a possibilidade de ocorrência do fenômeno de colapso nos projetos de fundações. Utilizar como material de empréstimo em obras de terra, principalmente quando impermeabilidade for desejada (barreiras impermeáveis e barragens). Projetar taludes de corte com inclinações adequadas, evitando-se a ocorrência de deslizamentos.
SG1	Materiais residuais desenvolvidos sobre a Formação Serra Geral, compostos por argilas (tipo MH na classificação unificada e A-7-5 na classificação rodoviária). Espessuras de até 2 metros. Solos litólicos. Declividades de 6 a 20%. Substrato rochoso composto por rochas duras.	Escavabilidade: condições heterogêneas; materiais de 1a a 3ª categorias (blocos de rocha são imersos em solo). Fundações: condições heterogêneas. Processos: Elevada susceptibilidade à erosão linear. Ocorrência de ravinas. Ocorrência de processos de rastejo.	Pode ser utilizado como material de empréstimo em obras de terra. Proteger as áreas de empréstimo ativas e inativas contra a erosão laminar. Substrato rochoso é de interesse para a indústria mineral como brita e como pedra para calçamento.

Quadro 12 – Extrato do Quadro-síntese da carta geotécnica da área de expansão urbana de Analândia –SP, escala local (1:10.000).

Unidades	Características de Interesse do Meio Físico	Problemas Existentes ou Esperados	Recomendações
SR1	Sedimentos terciário-quaternários compostos por areias argilosas (tipo SC na classificação unificada e A-2-4 na classificação rodoviária), ocupando os topos de colinas amplas, com espessuras de até 15 metros. Substrato rochoso em rochas brandas. SR1.A – declividades entre 5 e 15% SR1.B – declividades predominantes entre 15 e 20%	Escavabilidade: 1a categoria. Fundações: baixa capacidade de suporte, solos provavelmente colapsíveis. Processos: Baixa suscetibilidade à erosão linear. Escorregamentos translacionais superficiais em taludes de corte.	Implantar indústrias em declividades até 10% e vias principais e loteamentos perpendiculares às curvas de nível em declividade até 15%. Entre 15% e 20% é propícia para a implantação do sistema viário local e de lotes paralelos às curvas de nível. Valem as recomendações feitas para a unidade SR1 do mapa em escala 1:50.000.
SG1	Materiais residuais desenvolvidos sobre a Formação Serra Geral, com - postos por argilas (tipo MH na classificação unificada e A-7-5 na classifi - cação rodoviária). Substrato rochoso em rochas duras. Subunidade SG1.A: Espessuras de mat. inconsolidados de até 10 metros, declividades inferiores a 15%. Subunidade SG1.B: Espessuras de mat. inconsolidados de até 5 metros, declividades entre 15 e 20%.	Escavabilidade: condições heterogêneas; materiais de 1a a 3ª categorias (blocos de rocha sã imersos em solo). Fundações: condições heterogêneas. Processos: Moderada susceptibilidade à erosão linear. Ocorrência de ravinas. Ocorrência de processos de rastejo.	Evitar obras que exijam escavações. Implantar indústrias em declividades até 10% e vias principais e loteamentos perpendiculares às curvas de nível em declividade até 15%. Entre 15% e 20% é propícia para a implantação do sistema viário local e de lotes paralelos às curvas de nível. Instalar sistemas adequados de drenagem das águas superficiais, concomitantemente à abertura das vias ou outras obras que impliquem concentração de escoamento.

5.4 – Diretrizes para o Planejamento

5.4.1 – Escala regional

Para a elaboração das diretrizes para o planejamento da ocupação do município de Analândia, considerando-se os aspectos geológico-geotécnicos do meio físico, foi realizada a avaliação das aptidões à ocupação de cada unidade geotécnica e o levantamento dos conflitos de uso no município.

O quadro 13 apresenta o julgamento das aptidões das diversas unidades geotécnicas, adaptando-se o conceito geral de capacidade de uso da terra proposto em Lepsch (1983) aos parâmetros em análise, em função dos dados disponíveis em um trabalho de cartografia geológico-geotécnica.

Quadro 13 – Classificação das unidades geotécnicas no sistema de classes de uso, adaptando-se a proposta de classificação de Lepsch (1983).

Unidade Geotécnica	Classe de Uso
AL,	V
SR1, SR2.1, BO1.1, PI.1, IT2.1	III
SR2.2, BO1.2, PI.2, IT2.2, SG1	IV
TA, SR2.3, SR3, PI.3, IT1	VI
BO2, SG2	VIII

A adoção do conceito de capacidade de uso da terra adaptado se justifica para o município de Analândia, pois o uso do solo em termos de área ocupada é em sua maior parte agrícola. Além disso, os sistemas para classificação da capacidade de uso das terras, propostos inicialmente por Klingebiel e Montgomery (1961, apud Lepsch, 1983) e adaptados por vários autores, consideram o impacto da erosão sobre a produtividade das terras, e este é o processo da dinâmica superficial que atua de forma mais intensa no município de Analândia.

Dentre os critérios diagnósticos propostos por Lepsch (1983), a cartografia geotécnica propos - ta tem condições de avaliar os seguintes: profundidade efetiva do solo, textura, permeabilidade, declividade e erosão. Dentre os fatores limitantes, podem ser identificados os seguintes: pedregosida - de, risco de inundação, caráter abrupto, caráter vértico e hidromorfismo. A principal diferença entre o conceito proposto por Lepsch (1983) e a classificação que pode ser derivada de um trabalho de cartografia geotécnica refere-se ao fato de que na cartografia geotécnica não estão disponíveis os dados sobre a geoquímica dos solos, não sendo possível classificar as unidades geotécnicas em relação aos seguintes fatores limitantes: caráter distrófico dos solos, caráter álico, baixa retenção de cátions, tiomorfismo, sodificação, salinização e presença de carbonatos.

As alíneas a seguir apresentam as principais características das classes de uso correlacionáveis às unidades geológico-geotécnicas identificadas regionalmente:

- Classe III – terras que exigem medidas intensas e complexas de conservação do solo, a fim de poderem ser cultivadas segura e permanentemente, com culturas anuais adaptadas. Podem ser aproveitadas para outros usos menos intensos.
- Classe IV – terras com uso severamente limitado por risco de erosão para cultivos intensivos, mas podem ser utilizadas para pastagens, cultivos ocasionais ou para algumas culturas anuais, porém com cuidados muito especiais. Na unidade SG1 ocorrem terras com pedrego - sidade, o que dificulta a mecanização.

- Classe V – terras planas não sujeitas à erosão, severamente limitadas pelo excesso de água e com risco de inundação freqüente, mas que podem ser utilizadas para pastoreio e silvicultura limitados ou moderados, ou como áreas de preservação e recomposição da vegetação nativa e para atividades de lazer.
- Classe VI – terras impróprias para culturas anuais, mas que podem ser utilizadas para produção de certos cultivos permanentes úteis, como pastagens e silvicultura limitados, e algumas culturas permanentes protetoras do solo, desde que adequadamente manejadas. Dificuldades severas de motomecanização, pelas condições topográficas, com risco de erosão que pode chegar a muito severo.
- Classe VIII – terras de relevo excessivo, com declives extremamente acentuados, expondo os solos a altos riscos de erosão e/ou escorregamento. Utilizar como áreas de preservação e recomposição da vegetação nativa, atividades de lazer.

5.4.1.1 – Análise de conflitos de uso e restrições ambientais

Considerando-se as intensidades de uso adequadas para cada classe de capacidade de uso das terras, conforme proposta de Lepsch (1983, 2002), a avaliação das aptidões das unidades geotécnicas, apresentada no quadro 14, e os usos do solo identificados no município por Ferreira (2005) foi elaborado o plano de informações de Conflito de Uso devido à capacidade das terras, conforme a matriz de sobreposição apresentada no quadro 14.

Para a avaliação da aptidão à implantação de áreas urbanas foram consideradas a declividade do terreno, a ocorrência de camadas muito resistentes próximas à superfície, a possibilidade de ocorrência de inundações e de ocorrência de movimentos de massa.

O uso do solo "solo exposto", em princípio, não é recomendável em nenhuma das unidades geotécnicas. Entretanto, é preciso avaliar se este uso é permanente, ou é uma situação temporária, em um outro uso de mais longo prazo, por exemplo, uma situação de preparo do solo para plantio em um cultivo semi-intensivo (cana-de-açúcar) ou perene (citricultura). Na classificação proposta por Lepsch (1983) é utilizado o mesmo raciocínio para a classificação da atividade econômica nas áreas sujeitas à erosão hídrica. Em vista disso, com base nas fotografias aéreas de 2006 e nos dados colhidos durante os trabalhos de campo na região, foi realizada uma reclassificação dos usos das áreas de solo exposto, procurando-se enquadrá-las dentro das demais classes de uso do solo. Foram mantidas como áreas de solo exposto, que exigem atenção especial em todas as unidades geotécnicas, as áreas de mineração em cavas a céu aberto e a área de disposição de resíduos sólidos (lixão municipal).

No quadro 15 são apresentadas as áreas de cada bacia hidrográfica ocupadas por usos conforme, por usos que exigem atenção especial e por usos inadequados, considerando-se as características geológico-geotécnicas do meio físico.

Além da realização do diagnóstico dos conflitos de uso do solo, resultantes da capacidade de uso das terras, é preciso considerar também as restrições de ordem legal que incidem sobre o território municipal. Além destas, situações clássicas de conflito de uso também foram consideradas como elementos restritivos ao uso do solo.

Assim sendo, as áreas de uso restrito consideradas foram: as áreas de preservação permanente (APP) e as áreas de proteção ambiental (APA), as depressões fechadas e as áreas de mineração onde já foram concedidos ou onde foram solicitados direitos de lavra para bens minerais. As restrições a que cada uma destas áreas estão sujeitas são resumidas no quadro 16.

A matriz de conflitos identificada pela sobreposição do plano de informações "áreas de uso restrito" e do plano de informações "uso do solo" é apresentada no quadro 17.

Quadro 14 – Matriz de sobreposição de planos de informação para elaboração do Mapa de Conflito de Uso, considerando-se as aptidões das unidades geotécnicas.

Unidade Geotécnica	Uso do Solo Intensidade de Uso Menor ← → Maior						
	Mata	Refloresta-mento	Pastagem	Citricultura	Cana-de--açúcar	Área Urbana	Mineração/ Disp. de resíduos
AL	C	C	C	I	I	I	I
TA	C	AE	AE	I	I	I	I
SR1	C	C	C	C	C	C	AE
SR2.1	C	C	C	C	C	C	AE
SR2.2	C	C	C	C	I	C	AE
SR2.3	C	C	C	I	I	I	AE
SR3	C	C	C	I	I	I	AE
BO1.1	C	C	C	C	C	C	AE
BO1.2	C	C	C	C	I	C	AE
BO2	C	I	I	I	I	I	I
PI.1	C	C	C	C	C	C	AE
PI.2	C	C	C	C	I	C	AE
PI.3	C	C	C	I	I	I	AE
IT1	C	C	C	I	I	I	AE
IT2.1	C	C	C	C	C	C	AE
IT2.2	C	C	C	C	I	C	AE
SG1	C	C	C	C	I	C	AE
SG2	C	I	I	I	I	I	I

Legenda: C = uso conforme; I = uso inadequado; AE = uso que exige atenção especial.

Quando há sobreposição de restrições em uma mesma área, por exemplo, área englobada em APP e em APA, ou área com direito de lavra requerido ou concedido, inserida em APA ou APP, e assim por adiante, considerou-se:

a) que a restrição imposta pela APP sempre prevaleceria;

b) nos casos em que a sobreposição não se dava com APP, considerou-se sempre a situação mais restritiva, por exemplo, onde a situação era "recomendável" e "que exige atenção especial", considerou-se o segundo caso, e assim por diante.

A sobreposição das informações do plano de informação "Conflitos de Uso devido à capaci - dade das terras" e do plano de informação dos "Conflitos de Uso devido às restrições" fornece o mapa de conflitos de uso no município de Analândia (figura 8). Para elaboração deste mapa consi - derou-se a matriz de sobreposição apresentada no quadro 18. Nas áreas em que não há restrições

Quadro 15 – Avaliação da adequação dos usos do solo, por bacia hidrográfica, em função das aptidões à ocupação de cada unidade geotécnica.

Bacia Hidrográfica	Uso recomendável	Uso que exige atenção especial	Uso não recomendável	Área classificada
Rio do Pântano	93,3%	2,2%	4,5%	100%
Córrego Serrinha	80,1%	0,4%	19,5%	100%
Rio Pinheirinho	93,7%	1,4%	4,9%	100%
Córrego Nova América	91,8%	1,6%	6,6%	100%
Córrego do Feijão	93,6%	0,7%	5,7%	100%
Ribeira Descaroçador	95,0%	0,5%	4,5%	100%
Rio Corumbataí montante	88,9%	0,2%	10,8%	100%
Rio Corumbataí jusante	90,6%	1,1%	8,3%	100%
Total do Município	90,4%	0,9%	8,7%	100%

ao uso do solo, que correspondem a 18,9% do território municipal, foi adotada a mesma classifica - ção do plano de informações "Conflitos de Uso devido à capacidade das terras".

No quadro 19 são apresentadas as áreas com ocupação conforme, que exige atenção especial e inadequada, por bacia hidrográfica, de acordo com o diagnóstico de conflitos de uso realizado neste trabalho.

Quadro 16 – Restrições incidentes em cada área de uso restrito.

Área de Uso Restrito	Restrição
Área de Preservação Permanente (APP)	Impede a supressão de vegetação natural situada ao longo dos rios ou de qualquer curso d´água, ao redor das lagoas, lagos ou reservatórios naturais ou artificiais, nas nascentes, no topo dos morros, montes, montanhas e serras, nas encostas ou partes destas com declividades superiores a 100%, nas restingas, nas bordas de tabuleiros ou chapadas e em altitude superior a 1.800 metros. Respaldada pela lei n. 4.771, de 1965 e suas alterações posteriores.
APA Corumbataí-Botucatu-Tejupá	Impede a implantação de atividades potencialmente poluidoras para as águas, o solo e o ar; a realização de obras de terraplenagem e a abertura de canais que importassem em sensível alteração das condições ecológicas; o exercício de atividades capazes de provocar acelerada erosão das terras ou acentuado assoreamento nos corpos d´água e o exercício de atividades que possam extinguir as espécies raras da flora e da fauna local. Respaldada pelo decreto estadual n. 20.960, de 1983.
APA Piracicaba-Juqueri-Mirim	Restrição à instalação de indústrias e de agronegócios poluidores, de atividades minerárias e de loteamentos e/ou desmatamentos urbanos. Respaldada pelo decreto estadual n. 26.882, de 1987.
Depressões fechadas	Visa garantir a qualidade das águas subterrâneas. Não há legislação específica. As restrições são de caráter geral, relacionadas a fatores ambientais.
Áreas com direito de lavra requerido ou concedido	Visa garantir a disponibilidade do bem mineral para mineração em cava a céu aberto. Não há legislação específica. As restrições são de caráter geral, relacionadas a conflitos de uso.

Quadro 17 – Matriz de sobreposição de planos de informação para elaboração do diagnóstico dos Conflitos dos Usos nas Áreas com Restrições.

Área de Uso Restrito	Uso do Solo						
	Mata	**Reflores-tamento**	**Pastagem**	**Citricul-tura**	**Cana-de--açúcar**	**Área Urbana**	**Mineração/ Disposição de resíduos**
APP	C	I	I	I	I	I	I
APA Corumbataí--Botucatu-Tejupá	C	C	AE	AE	AE	AE	AE
APA Piracicaba--Juqueri-Mirim	C	C	AE	AE	AE	AE	AE
Depressões fechadas	C	AE	I	I	I	I	I
Áreas com direito de lavra requerido ou concedido	AE	C	C	C	C	I	C

Legenda: C = uso conforme; I = uso inadequado; AE = uso que exige atenção especial.

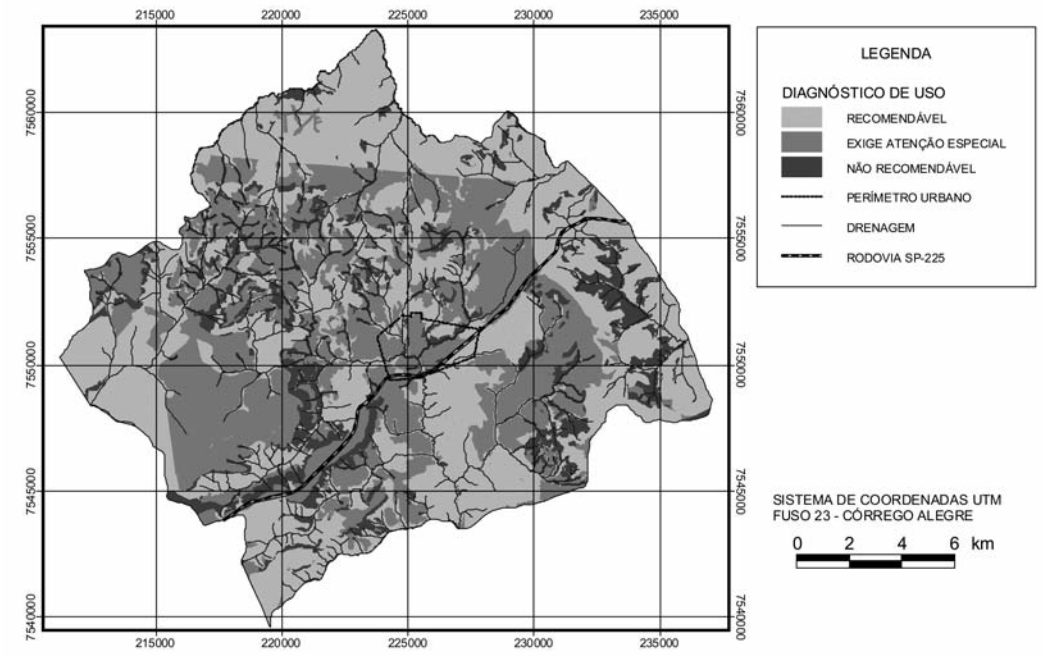


Fig. 8 – Mapa de conflito de uso do município de Analândia - SP.

Quadro 18 – Matriz de sobreposição para composição do mapa de "Diagnóstico do Uso do Solo".

Planos de informação sobrepostos		Plano de Informação resultante
Conflitos de Uso devido à capacidade das terras	**Conflitos de Uso devido a restrições**	**Conflitos do Uso do solo no município de Analândia**
Uso inadequado	Uso inadequado	Uso inadequado
	Uso adequado	Uso inadequado
	Exige atenção especial	Uso inadequado
Uso adequado	Uso inadequado	Uso inadequado
	Uso adequado	Uso adequado
	Exige atenção especial	Exige atenção especial
Exige atenção especial	Uso inadequado	Uso inadequado
	Uso adequado	Exige atenção especial

Quadro 19 – Diagnóstico da adequação dos usos do solo, por bacia hidrográfica, em função das aptidões à ocupação de cada unidade geotécnica e das restrições ao uso.

Bacia Hidrográfica	Uso conforme	Uso que exige atenção especial	Uso inadequado	Área classificada
Rio do Pântano	70,6%	21,8%	7,6%	100%
Córrego Serrinha	75,0%	3,8%	21,2%	100%
Rio Pinheirinho	65,2%	26,2%	8,6%	100%
Córrego Nova América	29,7%	61,1%	9,2%	100%
Córrego do Feijão	51,0%	39,7%	9,3%	100%
Ribeira Descaroçador	70,6%	19,3%	10,1%	100%
Rio Corumbataí montante	39,8%	46,9%	13,3%	100%
Rio Corumbataí jusante	53,5%	36,7%	9,9%	100%
Total do Município	54,2%	34,4%	11,3%	100%

5.4.2 – Escala de detalhe – área de expansão urbana

Para a elaboração das diretrizes para ocupação da área de expansão urbana de Analândia foi avaliada a capacidade de suporte de cada unidade geotécnica que ocorre nesta região, em relação ao uso urbano.

Considerando-se as recomendações de Instituto Geológico (1993, apud COSTA, 1996) e Moretti (1986) e as aptidões das unidades geotécnicas presentes nesta área, foi elaborado o Mapa de Aptidão à Ocupação Urbana conforme o quadro 20 a seguir.

Quadro 20 – Aptidões das unidades geotécnicas à ocupação urbana.

Aptidão	Unidades Geotécnicas
Recomendável para ocupação urbana	SR1.A, SR2.A, PI1.A e SG1.A
Exige atenção especial	SR1.B, SR2.B, SR2.C, PI1.B e SG1.B
Não recomendável para ocupação urbana	AL, PI2, SG2 e LL

Comparando-se o Mapa de Uso do Solo na Área de Expansão Urbana de Analândia e o Mapa de Aptidão à Ocupação Urbana, verifica-se que as áreas não adequadas para ocupação urbana encontram-se em sua maioria ocupadas por matas ou por áreas não ocupadas/pouco adensadas. A exceção a esta situação corresponde à área de várzea do rio Corumbataí, ocupada parcialmente por urbanização densa e medianamente densa. Nesta área, são registradas inundações todos os anos, durante a estação das chuvas.

Pela análise das fotografias aéreas de 2006, verifica-se que não há loteamentos implantados com lotes paralelos às curvas de nível, como seria recomendável em 18,9% da área de expansão urbana. Porém, verifica-se que as áreas com adensamento médio e elevado ocupam principalmente terrenos considerados adequados à ocupação urbana (83,7%), sendo que apenas 11,1% desta classe de uso estão localizados em áreas que exigem atenção especial e 5,2% ocupam áreas que não são consideradas adequadas para ocupação urbana.

Deve-se ressaltar também que a estrada SP-225 corresponde atualmente a um limite da área urbanizada. Ela corta a área de expansão urbana, delimitando a norte áreas ocupadas por usos urbanos e a sul áreas ainda não ocupadas por usos urbanos.

Quando considerados os fatores restritivos ao uso do solo, como se fez para o mapeamento em escala regional, ocorre que a área de expansão urbana de Analândia encontra-se totalmente inserida nas APAs Corumbataí-Botucatu-Tejupá e Piracicaba-Jundiaí-Mirim. Não ocorre nesta área nenhuma depressão fechada, porém há uma mineração em atividade, e devem ser prevenidos os conflitos de vizinhança em relação à mesma.

Com relação às Áreas de Preservação Permanente (APP), verificou-se que elas correspondem a 0,75 km2, ou seja, 10,5% da área de expansão urbana. A APP está ocupada atualmente em 66,1% de sua área por mata ciliar e/ou cerrado, como apresentado no quadro 21. Além disso, os 33,9% restantes da APP encontram-se não edificados.

6 – DISCUSSÃO DOS RESULTADOS E AÇÕES DE PLANEJAMENTO PROPOSTAS

Com base nos resultados do mapeamento geológico-geotécnico e do diagnóstico dos conflitos de uso no município de Analândia, verifica-se que predominam usos conformes (54,2%). As áreas com uso inadequado concentram-se nas regiões de escarpas da Serra do Cuscuzeiro, da Atalaia e da Serra Grande, nas escarpas existentes ao longo dos vales dos rios Corumbataí (à montante da área urbana) e Ribeirão do Retiro, nas encostas ao longo do Córrego do Capim Fino (afluente do Córrego da Serrinha) e em planícies de inundação. São áreas onde o conflito é função das aptidões das unidades geotécnicas. As bacias Córrego da Serrinha e Rio Corumbataí – montante são as que apresentam maiores áreas com uso inadequado, em porcentagens acima da média municipal.

Tratando-se ainda deste aspecto, deve-se destacar que a tendência de substituição de pastagens por culturas de cana-de-açúcar, relatada por Ferreira (2005) e confirmada durante a execução dos trabalhos de campo, aumenta a área de usos inadequados em 11 das 18 unidades e subunidades

Quadro 21 – Superfície relativa das classes de uso do solo nas Áreas de Preservação Permanente da Área de Expansão Urbana de Analândia.

Uso do solo	Porcentagem relativa em área
Usos urbanos	
Pouco adensado ou não ocupado	22,9%
Adensamento médio	7,2%
Adensamento elevado	0,2%
Loteamentos com cerrado	6,2%
Outros usos	
Mata e/ou cerrado	59,9%
Silvicultura	0,4%
Pastagem	3,0%
Estrada	0,2%
Total	100,00%

geotécnicas mapeadas, o que corresponde a 124,5 km2. Ou seja, do ponto de vista dos fatores geológico-geotécnicos do meio físico esta substituição não é adequada em 38% da área municipal.

A Bacia Córrego da Nova América se destaca pela expressiva porcentagem de áreas que exigem atenção especial (61,1%), condição esta definida principalmente pelas restrições impostas pela APA Piracicaba-Jundiaí Mirim. Com relação a este fato deve-se ressaltar que estas áreas situam-se justamente a montante das captações de águas para abastecimentos público da população urbana de Analândia, o que reforça a necessidade de disciplinamento do uso do solo nesta região.

As bacias com menores áreas em situação inadequada são as bacias do Rio do Pântano e do Rio Pinheirinho, situadas na porção norte do município.

Com base neste diagnóstico, foram propostas as seguintes ações de planejamento:

a) orientar o uso do solo na Bacia do Córrego da Serrinha, evitando-se o plantio de cana-de-açúcar nas unidades geotécnicas PI.2 e PI.3.

b) nas Bacias do Ribeirão do Pântano, Córrego do Feijão, Rio Corumbataí-montante, Rio Corumbataí-jusante e Ribeirão Descaroçador, coibir o desmatamento na unidade geotécnica BO2, fomentando-se sua ocupação apenas com mata, e orientar o uso do solo na unidade geotécnica TA, priorizando sua ocupação por mata, reflorestamento ou pastagens.

c) nas bacias do Rio Corumbataí - montante e jusante, disciplinar o uso do solo nas unidades geotécnicas PI.2, PI.3 e SG2, evitando sua ocupação por cana-de-açúcar ou citricultura.

d) na Bacia do Córrego Nova América, gerenciar o uso do solo, de forma a garantir a qualidade da água de abastecimento público na cidade de Analândia.

e) promover a ocupação das depressões fechadas preferencialmente com mata, visando preservar a qualidade das águas subterrâneas.

Considerando-se os critérios para a delimitação de uma Zona de Expansão Urbana apresenta - dos por CEPAM (1983, apud Andrade, 1999), e os limites da área de expansão urbana de Analân-

dia, fixados em 1979 e adequados em 1983, a realidade de ocupação da cidade e do município e as aptidões do meio físico geológico-geotécnico, podem ser feitas as seguintes propostas:

a) É conveniente prevenir conflitos de vizinhança, representados pela existência de uma mineração de areia dentro do perímetro de expansão urbana.

b) Recomenda-se evitar que a cidade se expanda para o lado sul da rodovia SP-225. A favor desta recomendação pesam os seguintes aspectos: zelar para que não sejam criadas situações de risco de morte por atropelamento; não há infra-estrutura urbana instalada neste lado da rodovia; grande parte da área está recoberta por vegetação do tipo cerrado, sendo que um dos loteamentos abertos na década de 1970 encontra-se embargado, por força das restrições legais da APA Piracicaba-Jundiaí Mirim e, finalmente, às margens do córrego que corta esta área, próximo à sua foz no rio Corumbataí, predominam unidades não recomendadas para ocupação urbana.

c) Recomenda-se excluir da área de expansão urbana as áreas de várzeas (unidade AL), uma vez que mesmas ainda estão, em grande parte, desocupadas.

d) Recomenda-se a proibição formal da construção de edificações ou qualquer outro uso que signifique derrubada do cerrado, nos loteamentos abertos em 1960-1970 e ainda não edificados.

e) A administração deve procurar promover o adensamento das áreas urbanas já implantadas, especialmente daquelas pouco ou medianamente adensadas, e que se encontram totalmente inseridas no traçado urbano.

f) Caso seja necessária a ampliação dos limites da zona de expansão urbana, esta ampliação deve ocorrer, preferencialmente, para oeste, ao longo do rio Corumbataí, priorizando-se a não ocupação de áreas de várzeas e de áreas com declividades superiores a 30%. Secundariamente esta ampliação poderia ocorrer para norte, porém sem aproximar-se das escarpas da Serra do Cuscuzeiro. Esta ampliação não deve ocorrer na direção leste, pois nesta área estão localizadas as captações de águas para abastecimento público.

7 – CONCLUSÃO

As etapas propostas nesta pesquisa para a condução de um trabalho de mapeamento geotécnico conduzem à formação do quadro diagnóstico necessário à elaboração de um Plano Diretor, considerando-se os aspectos geológico-geotécnicos do meio físico. A seqüência de etapas para encaminhamento dos trabalhos de mapeamento geotécnico utilizada neste trabalho permitiu:

a) a elaboração de um mapa de zoneamento geotécnico geral, conforme conceituado por Zuquette (1993), o que possibilita ao usuário especialista inferir comportamentos geotécnicos para cada unidade, de acordo com a solicitação (ou intervenção) em questão;

b) a apresentação das aptidões e recomendações com relação ao uso das unidades geotécnicas, através do Quadro Síntese, o que facilita o entendimento da carta e sua utilidade para o usuário não especialista;

c) a elaboração de um diagnóstico dos conflitos de uso do solo no município como um todo, considerando-se as aptidões das unidades geológico-geotécnicas e as restrições legais e ambientais identificadas na área;

d) a definição de áreas prioritárias para intervenção em escala regional, organizadas através de bacias hidrográficas, o que permitirá a otimização do investimento de recursos para o gerenciamento do uso do solo no município;

e) a realização de um diagnóstico dos conflitos de uso do solo na área de expansão urbana, considerada como aquela onde os processos geodinâmicos, especialmente a erosão, e secundariamente as inundações, tendem a ocorrer de forma mais acelerada pela intervenção antrópica;

f) a avaliação da aptidão das unidades geotécnicas ao uso urbano na área de expansão, bem como a identificação dos conflitos de uso associados às restrições e às aptidões;

g) a proposição de ações para gerenciamento da ocupação da área de expansão urbana.

Com relação aos processos geológicos atuantes no município e às aptidões das unidades geo - técnicas mapeadas no município de Analândia – SP, conclui-se que:

a) o principal processo de degradação do meio físico geológico-geotécnico detectado no município é a erosão do solo;

b) quanto a este processo, predominam no município unidades geotécnicas com moderada probabilidade de desenvolvimento de erosões (64,3% da área municipal), pois aliam-se solos arenosos a declividades entre 6 e 20%. As unidades com elevada probabilidade de ocorrência de erosões correspondem a 12,1% da área municipal e correspondem a materiais inconsolidados arenosos, associados a declividades predominantes superiores a 20%. É nestas unidades que se concentram as erosões lineares detectadas em 1962 e 1972;

c) o comprimento total de erosões lineares no município diminuiu de 1962 para 2006 na área rural e aumentou na área urbana. Isto evidencia a substituição das técnicas de cultivo ocorrida durante este período no meio rural, havendo atualmente predominância dos cultivos mecanizados (agronegócios), que investem na supressão de erosões lineares, ainda que com a utilização de técnicas não recomendadas. Na área de expansão urbana, que está implantada principalmente em terrenos de moderada a elevada susceptibilidade à erosão (90,6% de sua área), o surgimento de erosões lineares está sistematicamente associado ao arruamento e ao lançamento inadequado das águas provenientes do sistema de drenagem superficial;

d) o fato de terem diminuído as erosões lineares na área rural não atesta por si só que a erosão do solo como um todo tenha diminuído, pois ele não computa a erosão laminar. A adoção de técnicas de mecanização da agricultura corrige as erosões lineares, mas disponibiliza maior volume de material solto em superfície para remoção pela erosão laminar;

e) os movimentos de massa gravitacionais estão restritos às escarpas das serras do Cuscuzeiro, do Atalaia e da Serra Grande, e ocorrem principalmente na forma de quedas de blocos e fluxo de detritos em terrenos da unidade BO2 (materiais inconsolidados residuais da Fm. Botucatu associados a declividades predominantemente superiores a 40%). Localmente ocorrem escorregamentos circulares de médio porte nas rupturas positivas de declive, a meia encosta, na unidade PI.3;

f) as inundações são um processo do meio físico que ocorre apenas na unidade AL, que ocupa 2,3% da área municipal. Os problemas relacionados a este processo estão restritos a algumas ruas do núcleo urbano, caracterizando-se como um processo irrelevante para o planejamento territorial em escala regional e como um processo relevante para o planejamento em nível local.

8 – AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem o Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico (CNPq) pela con - cessão de bolsa-auxílio para a realização desta pesquisa.

9 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Abreu, A.E.S.; Augusto Filho, O. (2007). *Mapeamento geotécnico para subsidiar a gestão municipal de Analândia – SP, com base nas abordagens da EESC/USP, do IPT e da UNESP-Rio Claro*. Anais do Sexto Congresso Brasileiro de Cartografia Geotécnica e Geoambiental, Uberlândia, ABMS-ABGE. 1 CD-ROOM.

Almeida, L.E.G. (2000). *Mapeamento geotécnico de Casa Branca (SP) - Ênfase no uso da Técnica de Avaliação de Terrenos e Perfis Típicos de Materiais Inconsolidados.* São Carlos: Escola de Engenharia de São Carlos. Dissertação de mestrado. 115p. 2 volumes.

Andrade, M.R.M (1999). *Cartografia de aptidão para assentamento urbano do município de Guarulhos.* São Paulo: FFLCH-USP. Dissertação de mestrado. 159p.

Cerri, L.E.S.; Akiossi, A; Augusto Filho, A; Zaine, J.E. (1996). *Cartas e mapas geotécnicos de áreas urbanas: reflexões sobre as escalas de trabalho e proposta de elaboração com o emprego do método do detalhamento progressivo.* Anais do Oitavo Congresso Brasileiro de Geologia de Engenharia, Rio de Janeiro, ABGE, v.2, p. 537-547.

Costa, T.C.D. (1996). *Mapeamento geotécnico da porção NE de Campinas-SP - Escala: 1:25.000.* São Carlos: Escola de Engenharia de São Carlos. Dissertação de mestrado. 188p.

Ferreira, R.V. (2005). *Utilização de sistemas de informação geográfica na identificação de unidades geoambientais do município de Analândia (SP).* Campinas: Universidade Estadual de Campi - nas, Instituto de Geociências. Dissertação de mestrado. 120p.

Freitas, C.G.L. (2000). *Cartografia geotécnica de planejamento e gestão territorial: proposta teórica e metodológica.* Tese de doutorado, São Paulo: FFLCH, USP, 238p.

Hirai, J.N., Augusto Filho, O., Abreu, A.E.S. (2006). *Geoindicadores: avaliação ambiental por meio de erosão do solo e sedimentos.* Anais do Terceiro Simpósio da Engenharia Ambiental. São Carlos: Escola de Engenharia de São Carlos. 1 CD-ROM.

Lepsch, I.F. (coord.) (1983). *Manual para levantamento utilitário do meio físico e classificação de terras no sistema de capacidade de uso.* 4ª aproximação. Campinas, Sociedade Brasileira de Ciência do solo. 175p.

Lepsch, I.F. (2002). *Formação e conservação dos solos.* São Paulo: Oficina de Textos. 177p.

Magalhães, G. (2005). Capítulo 8: Métodos da pesquisa científica e tecnológica. *Introdução à metodologia científica: caminhos da ciência e tecnologia.* São Paulo: Ática. p. 226-252.

Melo, M.S. (1995). *A Formação Rio Claro e depósitos associados: sedimentação neocenozóica na depressão periférica paulista.* São Paulo: Universidade de São Paulo, Instituto de Geociências. Tese de doutorado. 144p.

Moretti, R.S. (1986). *Loteamentos: Manual de recomendações para elaboração de projeto.* São Paulo: Instituto de Pesquisas Tecnologias do Estado de São Paulo (IPT). 180p.

Pereira, E.D. (2006). *Avaliação da vulnerabilidade natural à contaminação do solo e da água do reservatório Batata – São Luís (MA).* Rio Claro: UNESP. Tese de Doutorado.

Salomão, F.X.T.; Iwasa, O.Y. (1995). Erosão e a ocupação rural e urbana. In: Bitar, O.Y. (ed.) *Curso de geologia aplicada ao meio ambiente.* São Paulo: ABGE: Instituto de Pesquisas Tecnológicas, Divisão de Geologia. (Série Meio Ambiente). p. 31-57.

Torezan, F.H. (2005). *Proposta metodológica para subsidiar a determinação do Grau de Impacto Ambiental em empreendimentos minerários na região de Descalvado e Analândia.* São Carlos: Universidade Federal de São Carlos. Tese de Doutorado. 149p.

Vaz, L.F. (1996). *Classificação genética dos solos e dos horizontes de alteração de rochas em regiões tropicais*. In: Revista Solos e Rochas, São Paulo, 19, (2): 117-136. Agosto.

Zaine, J.E. (2000). *Mapeamento geológico geotécnico por meio do método do detalhamento progressivo: ensaio de aplicação na área urbana do município de Rio Claro (SP)*. Rio Claro: Unesp. Tese de Doutorado.

Zuquette, L.V. (1987). *Análise crítica sobre cartografia geotécnica e proposta metodológica para as condições brasileiras.* São Carlos: Escola de Engenharia de São Carlos. Tese de Doutorado.

Zuquette, L.V. (1993). *Importância do mapeamento geotécnico no uso e ocupação do meio físico: fundamentos e guia para elaboração.* São Carlos: Escola de Engenharia de São Carlos. Tese de Livre Docência.

CARACTERIZAÇÃO DO COMPORTAMENTO GEOTÉCNICO DE AMOSTRAS DE EPS POR MEIO DE ENSAIOS DE LABORATÓRIO

Characterization of Geotechnical Behaviour of EPS Samples by Laboratory Tests

José Orlando Avesani Neto*
Benedito de Souza Bueno**

RESUMO – O poliestireno expandido (EPS) foi recentemente introduzido no Brasil como material de baixa massa específica para construções de aterros sobre solos moles e encontros de pontes. Devido este fato, não há nenhuma experiência consolidada em ensaios deste produto de um ponto de vista geotécnico no Brasil. Este artigo apresenta resultados de uma pesquisa de laboratório com ensaios mecânicos e hidráulicos, com o objetivo de caracterizar amostras de EPS para o uso geotécnico. Os testes mecânicos compreenderam não somente a compressão uniaxial, mas também ensaios de compressão cíclica, importante em projetos de pavimentos, e o cisalhamento direto da interface. Os ensaios hidráulicos incluíram absorção de água e permeabilidade. Os resultados mostram que o EPS possui uma grande resistência, apesar da baixa massa específica, e boas propriedades geotécnicas para uso na área de engenharia geotécnica.

SYNOPSIS – Expanded polystyrene (EPS) has been recently introduced in Brazil as lightweight material for construction of embankments on soft soils and bridge abutments. Despite this fact, there is no consolidated experience in testing this product from a geotechnical point of view in Brazil. This paper presents the research data on mechanical and hydraulic laboratory tests, characterizing the EPS samples for geotechnical use. The mechanical tests comprised not only static unconfined compression, but also cyclic unconfined compression tests aiming pavement design, and the direct shear test. The hydraulic tests included water absorption and water permeability. The results show that EPS has a great resistance, although its very low density, and good geotechnical properties for applications in geotechnical engineering works.

PALAVRAS CHAVE – Geossintéticos, geoexpandido de poliestireno expandido (EPS), caracterização.

1 – INTRODUÇÃO

O uso do poliestireno expandido (EPS) e do poliestireno extrudado (XPS) na engenharia civil já possui uma aplicação reconhecida na construção civil devido sua alta capacidade como isolante térmico e acústico e na absorção de impactos e recalques. Porém, o seu emprego como geossintético (associado ao solo) tem uma utilização mais recente.

Na engenharia geotécnica esse material, manufaturado em blocos de formatos prismáticos – chamado de geoexpandido e *geofoam*, possui propriedades que permitem sua utilização em diversas aplicações. Por ser um material de baixa massa específica (cerca de 100 vezes inferior a de

* Mestre, Engenheiro Civil do Centro de Tecnologia de Obras de Infra-estrutura do Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo - IPT. E-mail: avesani@ipt.br
** Professor Titular do Departamento de Geotecnia da Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo (EESC – USP). E-mail: bsbueno@sc.usp.br

solos, conseqüência do processo de fabricação) e possuir uma resistência mecânica relativamente alta, sua utilização como aterro é bem difundida, principalmente em regiões com solo de fundação de baixa capacidade de suporte (solos moles) que ocorrem em costas litorâneas, por exemplo. Por causa dessas características, espera-se que o geoexpandido resista às cargas como aterro e não comprometa o solo de fundação. Todavia, além desta aplicação "clássica" do EPS, pode-se destacar também a sua utilização como base e sub-base de estradas, alívio de empuxos e pressões em muros de arrimo e taludes, proteção de infra-estruturas como galerias e tubulações em centros urbanos e encontro de pontes. Nestas aplicações, os blocos de EPS sofrem solicitações dos mais variados tipos, tornando-se necessário o estudo da resposta do material frente estas diferentes solicitações.

Estudos já realizados mostram que o EPS, frente a uma solicitação de compressão uniaxial simples de curta duração possui uma curva característica de tensão versus deformação. Após um limite da fase elástica próximo a uma deformação de 1%, verifica-se um trecho plástico no qual o material sofre um "endurecimento", ganhando resistência com a deformação. Como o EPS não possui um valor de resistência bem definido, é usual considerá-la para um valor de deformação de 10 %. Muitos autores sugerem uma relação da resistência à compressão uniaxial simples com a massa específica, destacando-se os trabalhos de Horvath (1994) e de Duskov (1997).

Por ser um polímero, o EPS é altamente influenciável pela variação da temperatura. Yeo e Hsuan (2006) estudaram o material em solicitações de compressão de curto prazo com variação da temperatura. Seus resultados mostram que com a variação da temperatura também se obtém uma variação no comportamento da resistência de forma inversamente proporcional, com uma queda na resistência de cerca de 15% para uma variação de 35°.

Duskov (1997), simulando a utilização de amostras de EPS em base de estrada por meio de ensaios de compressão uniaxial cíclica, verificou a grande plastificação dos corpos de prova quando solicitados por uma carga superior ao limite elástico do material ao longo dos 100.000 ciclos aplicados. Athanasopoulos *et al.* (1999), Stark et al. (2004) e Bueno (2005) também realizaram ensaios de compressão uniaxial cíclica com amostras de EPS e obtiveram uma redução significativa do módulo de elasticidade das amostras ao longo dos ciclos aplicados.

Horvath (1994) cita que há dois modos de cisalhamento que despertam o interesse em blocos de EPS. O cisalhamento interno de blocos, nos quais não há uma ruptura aparente das amostras e que são pouco freqüentes, e o cisalhamento de interface entre blocos, que constitui um importante parâmetro de estabilidade em obras com solicitações horizontais.

Como a massa específica do EPS é cerca de 50 vezes menor que da água, a absorção em relação as massas resulta em valores extremamente elevados. Dessa forma é usual se expressar a absorção em relação aos volumes de água absorvida e do material. Duskov (1997) realizou ensaios com amostras de EPS para quantificar a absorção de água e obteve valores reduzidos e uma pro - porcionalidade com a massa específica dos corpos de prova.

Deste modo, no programa experimental realizado, a resposta do EPS foi avaliada por meio de ensaios mecânicos de compressão uniaxial simples e cíclica e de cisalhamento direto da interface; e de ensaios hidráulicos como absorção de água e permeabilidade. Com este procedimento, realizou-se um estudo comparativo dos resultados com a massa específica com o objetivo de determinar possíveis relações de previsão do comportamento do material, expandindo o seu estudo e auxiliando na compreensão do EPS.

Para informações mais detalhadas dos procedimentos empregados e dos resultados obtidos do programa de ensaios apresentados neste artigo, recomenda-se a consulta de Avesani Neto (2008). Além dos ensaios aqui apresentados, Avesani Neto (2008) apresenta ainda outros ensaios mecâni - cos realizados com blocos de EPS (a saber: compressão triaxial, cisalhamento direto e fluência por compressão) e ensaios de perda de massa por ataque de roedores.

2 – ENSAIOS DE LABORATÓRIO

2.1 – Materiais Utilizados

Os blocos de EPS utilizados nessa pesquisa foram escolhidos de acordo com sua massa específica de forma a se abranger a maior parte dos valores utilizados nas práticas de projeto. Foi escolhida também a realização de ensaios com blocos de EPS contendo materiais reciclados e de massa específica elevada de modo a se antecipar materiais com propriedades que possam ter utilidade futura. Os ensaios realizados foram propostos de modo a se determinar a resposta do EPS frente algumas das solicitações mais comuns que estarão atuando sobre o material em utilizações da prática.

Todos os corpos de prova de EPS utilizados em todos os ensaios foram preparados previamente. Nessa etapa de preparação, as amostras foram devidamente medidas e pesadas de acordo com a ASTM C 303 (1996). O Quadro 1 exibe todas as estatísticas das medições feitas em todos os corpos de prova ensaiados. Nota-se por ela que os valores de massa específica possuem uma pequena variação entre as amostras, sendo essa variação perfeitamente aceitável na realização dos ensaios.

Quadro 1 – Estatística das amostras de EPS.

EPS	Massa Específica (kg/m³)			Desvio Padrão	Variação (%)
	Máximo	Mínimo	Média		
10 (reciclado)	15,40	12,00	13,03	0,58	4,42
10	13,10	10,30	11,69	0,65	5,58
14,5	15,50	14,00	14,68	0,37	2,49
17	20,00	16,60	18,79	0,61	3,26
20	25,50	20,70	22,18	1,18	5,34
30	38,60	30,30	33,19	1,95	5,88
40	43,70	38,60	41,03	2,03	4,95

Antes da realização de todos os ensaios cada amostra foi colocada em uma sala climatizada com temperatura de 23 °C e umidade relativa do ar de 50 % por um período não inferior a 24 horas.

2.2 – Ensaio de Compressão Uniaxial Simples

O ensaio de compressão uniaxial em materiais plásticos celulares é normalizado pela ASTM 1621 de 2000. Consiste em um simples ensaio de compressão com as dimensões e massa das amostras previamente determinadas. Através desse ensaio determina-se a curva tensão versus deformação do material.

A realização dos ensaios de compressão uniaxial se procedeu numa máquina de ensaios com controle da taxa de deformação. A Figura 1 mostra um ensaio de compressão uniaxial em um bloco de EPS em andamento.

Para a realização deste ensaio, empregaram-se corpos de prova cúbicos com 100 mm e 50 mm de lado. Foram feitos ensaios com variação da temperatura, entre 23 °C e 72 °C, variando de 7 em 7 °C. As velocidades de execução do ensaio variavam entre 5 mm/min e 50 mm/min.

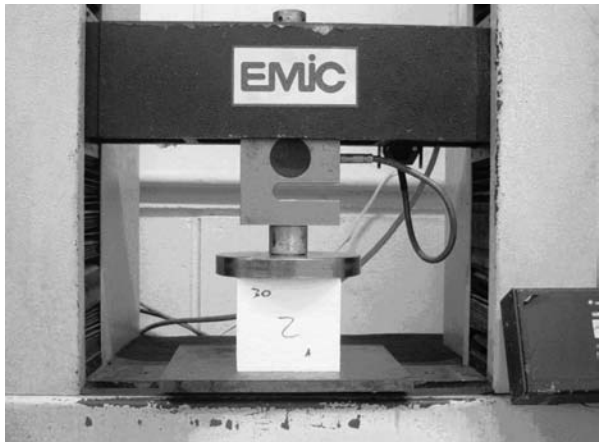


Fig. 1 – Ensaio de compressão uniaxial.

2.3 – Ensaio de Compressão Uniaxial Cíclica

O ensaio de compressão cíclica realizado se assemelha ao ensaio de compressão simples, porém, no cíclico não há elevação da carga além de um limite extremo suportado pela amostra, nem abaixo de um valor limite superior pré-estabelecido.

No ensaio de compressão cíclica tentou-se reproduzir as condições de carga cíclica sofridas por um material que compõe a base de uma estrada. Utilizou-se uma sobrecarga de 20 kPa correspondente a aproximadamente uma camada de 1 m de solo acima da camada de geoexpandido de EPS. Para a freqüência de repetição da carga, utilizou-se 1 Hz, ou seja, cada aplicação e remoção da carga durou apenas 1 s, sendo 0,50 s de aplicação e 0,50 s de remoção da mesma (gráfico dente de serra). Para tal, utilizou-se uma máquina servo controlada, marca MTS, do Laboratório de Mecânica das Rochas, do Departamento de Geotecnia da Escola de Engenharia de São Carlos. A Figura 2 exibe o equipamento utilizado na realização deste ensaio.

Para a realização deste ensaio, definiram-se duas deformações limites para se aplicar às amostras. Uma superior ao limite de elasticidade do material (cerca de 1%) com valores superiores a 5%,

Fig. 2 – Equipamento utilizado no ensaio de compressão cíclica.

de forma a se plastificar o corpo de prova, e outra no patamar elástico com valores inferiores a 1 % (cerca de 0,8%).

Foi adotado um total de dez mil ciclos para cada ensaio, sendo registrado durante o ensaio as tensões e as deformações em uma taxa de 5 registros para cada ciclo (5 registros por segundo).

2.4 – Ensaio de Cisalhamento Direto de Interface

O ensaio de cisalhamento direto em solos é normatizado pela ASTM D 3080 de 1998. Contudo, foram feitas algumas alterações no ensaio com EPS em vista de tratar-se de um cisalhamento de interface.

Para a realização do ensaio de cisalhamento direto de interface colocaram-se em contato duas placas do material com uma determinada tensão de confinamento. Na fase de cisalhamento, aplicou-se um deslocamento relativo entre as placas medindo-se simultaneamente a força necessária para o deslocamento e a magnitude do deslocamento. Esse ensaio foi realizado em um equipamento típico para ensaios em solos. A Figura 3 exibe o equipamento utilizado no ensaio.

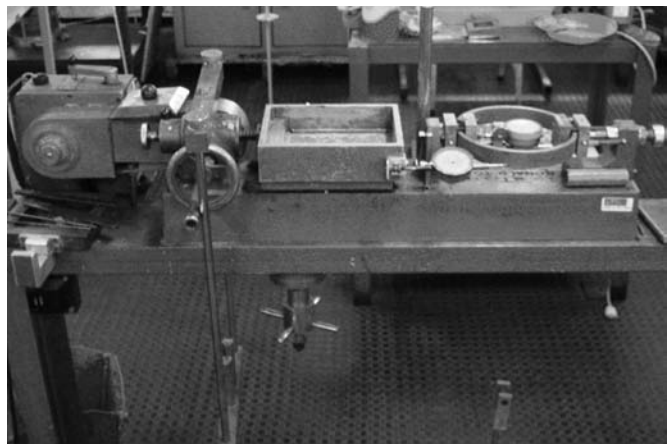


Fig. 3 – Equipamento de ensaio de cisalhamento direto.

As tensões de confinamento utilizadas foram de 10, 20, 30, 40, 50 e 60 kPa, escolhidas de modo a tentar representar situações de campo, na qual um aterro de geoexpandido possui baixo peso. A velocidade de execução de ensaio adotada foi de 0,50 mm/min.

2.5 – Ensaio de Absorção de Água

O ensaio de absorção de água foi realizado de acordo com a norma ASTM C 272 de 2001. O procedimento do ensaio consiste na total imersão dos corpos de prova em água destilada por um período de 24 horas. Após esse tempo, a amostra é retirada, enxugada, secando-se a água excedente na superfície e pesada. Obtém-se a massa de água absorvida pelo material subtraindo-se o valor da massa saturada pela massa seca obtida anteriormente por meio de secagem em estufa com temperatura de 95°C por um tempo não inferior a 24 horas. A relação da massa de água absorvida pela massa seca do material determina a absorção de água em percentagem. Porém, como a massa do EPS é muito reduzida, é usual expressar a absorção de água em termos de percentagem de volume (relação entre volume de água absorvido pelo volume do corpo de prova).

A Figura 4 esquematiza o ensaio de absorção de água por imersão.

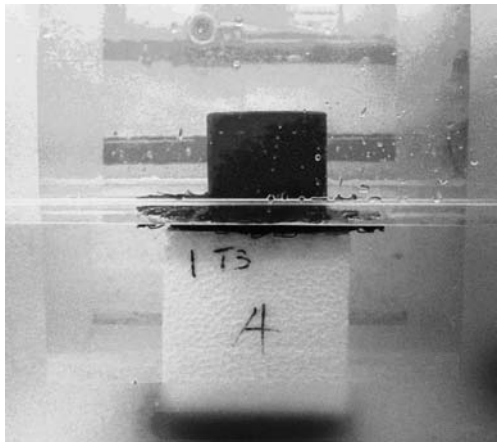


Fig. 4 – Ensaio de absorção de água.

2.6 – Ensaio de Permeabilidade

O ensaio de permeabilidade foi realizado de maneira análoga àqueles realizados com amostras de solo. Utilizou-se uma câmara de permeabilidade na qual a amostra é inserida entre camadas de brita, para promover uma uniformização do fluxo de água, com as laterais do corpo de prova devidamente impermeabilizadas através da utilização de parafina e bentonita.

Com a câmara de ensaio pronta, colocou-se a mesma no aparato que aplicará o gradiente hidráulico e desenvolverá o fluxo para a saturação. É importante promover a saturação total do sistema deixando-se o ar contido na câmara escapar pelo respiro da tampa. A Figura 5 exibe a câmara posicionada no aparato, saturada e pronta para a realização do ensaio.

Para a realização do ensaio, deixou-se estabelecer um fluxo contínuo pelo sistema de forma a se obter uma saturação total da amostra. O ensaio se procedeu de duas formas: para amostras que se constatou uma permeabilidade mais elevada, realizou-se o ensaio com carga hidráulica constante, que se mede o volume de água que atravessa a amostra em um determinado tempo. E para as amos-

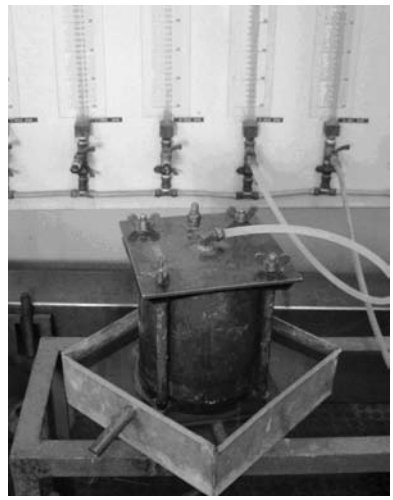


Fig. 5 – Câmara do ensaio de permeabilidade pronta para a realização do ensaio.

tras que se constatou uma permeabilidade reduzida, o ensaio realizado foi o de carga hidráulica variada, que se mede a variação da carga hidráulica imposta à amostra (variação do gradiente) em um determinado tempo.

3 – APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

3.1 – Ensaio de Compressão Uniaxial Simples

A Figura 6 exibe os resultados de 5 amostras de EPS de 30 kg/m^3 com dimensões cúbicas de 100 x 100 x 100 mm, ensaiadas a uma velocidade de 15 mm/min e temperatura de 23°C.

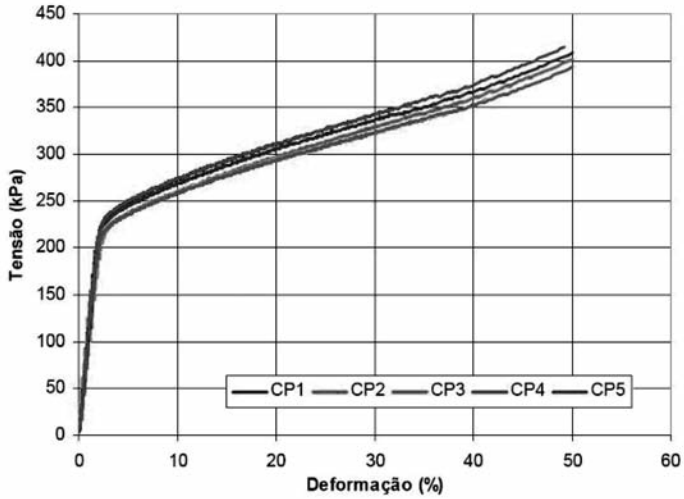


Fig. 6 – Resultado do ensaio de compressão uniaxial da amostra de EPS de 30 kg/m^3.

Na Figura 6 nota-se a curva típica tensão – deformação do material, na qual há uma região elástica até o valor de cerca de 2 % de deformação, e a parcela plástica (após 2 % de deformação) na qual o material sofre um endurecimento. Portanto, a curva de compressão do EPS pode ser descrita por apenas três pontos característicos: o módulo tangente da fase elástica, adotado para o valor de 1 % de deformação; a tensão de transição da fase elástica para a fase de plastificação do material, adotada para uma deformação de 2 % - ponto esse em que há uma mudança na inclinação da curva, e módulo tangente da fase de endurecimento (ou taxa de ganho de resistência da fase de endurecimento), adotado para uma deformação de 10 %.

Foi realizado um total de 350 ensaios com as variações acima descritas. Por meio destes foi possível montar a estatística das resistências de cada massa específica ensaiada, exibida no Quadro 2. Deste Quadro fica clara a relação direta da massa específica com a resistência do material. O EPS é largamente influenciado por esta propriedade, possuindo uma grande amplitude de resistência (50 a 300 kPa) para uma pequena faixa de variação de massa específica (10 a 40 kPa).

Nota-se que a resistência dos plásticos celulares rígidos é dada pelo valor da tensão correspon - dente a uma deformação de 10%, e as resistências exibidas no Quadro são os valores máximos, mínimos e médios dentro do universo obtido com todos os ensaios.

Com os dados dos ensaios também foi possível determinar uma correlação entre a resistência do EPS e sua massa específica. A Figura 7 exibe o resultado de todos os ensaios feitos com o material e a correlação proposta.

Quadro 2 – Estatística de todos os ensaios de compressão uniaxial realizados.

Massa Específica (kg/m³)	Resistência (kPa)			Desvio Padrão	Variação (%)
	Máximo	Mínimo	Média		
30	300,21	222,96	264,05	17,21	6,52
20	199,02	139,32	157,62	13,92	8,83
17	127,35	103,38	115,02	7,42	6,45
14,5	87,05	72,31	79,46	5,04	6,35
10	61,98	50,10	55,25	3,05	5,52
10 (reciclado)	59,88	47,57	53,52	2,89	5,40

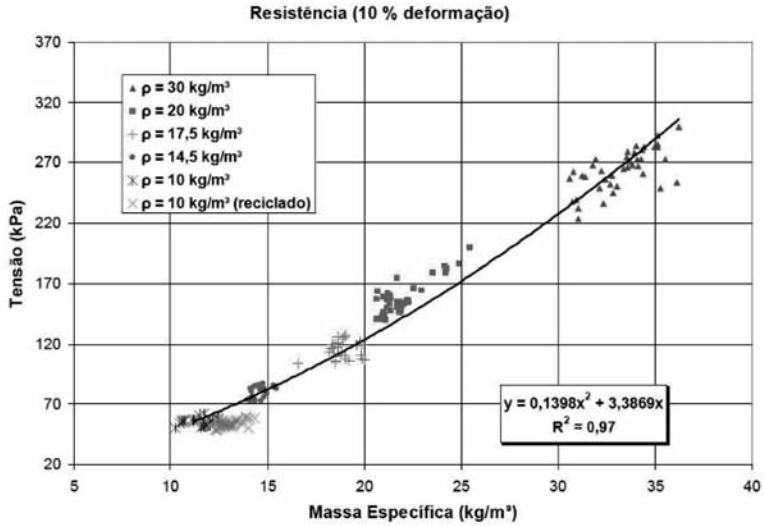


Fig. 7 – Relação entre resistência (correspondente a deformação de 10%) e massa específica para diversas amostras de EPS.

A relação entre resistência e densidade proposta possui um ótimo coeficiente de correlação, visível na Figura 7. O fato de se adotar uma relação reside na facilidade e na simplicidade de se modelar seu comportamento, e que represente adequadamente os valores esperados em uma faixa acima da densidade de 10 kg/m^3 que é o valor mínimo usual em projetos de caráter geotécnico. Valores de massa específica inferiores a este são raramente utilizados no meio geotécnico devido à pobreza de propriedades requeridas para sua utilização.

Por motivo de comparação e de projeto com a utilização do geoexpandido fora da zona de plastificação, foi desenvolvido também um gráfico com todos os valores de tensão para uma defor - mação correspondente a 1 % de todos os blocos ensaiados. Deste gráfico foi obtido mais uma correlação entre a tensão (deformação igual a 1 %) e massa específica, exibidos na Figura 8.

Para a caracterização completa do material, determinou-se os três pontos característicos (mó - dulo de elasticidade na fase elástica, tensão de transição de fases e módulo tangente da fase de en - durecimento) e gerou-se curvas desses valores em função da massa específica. Essas curvas podem ser observadas nas Figuras 9, 10 e 11.

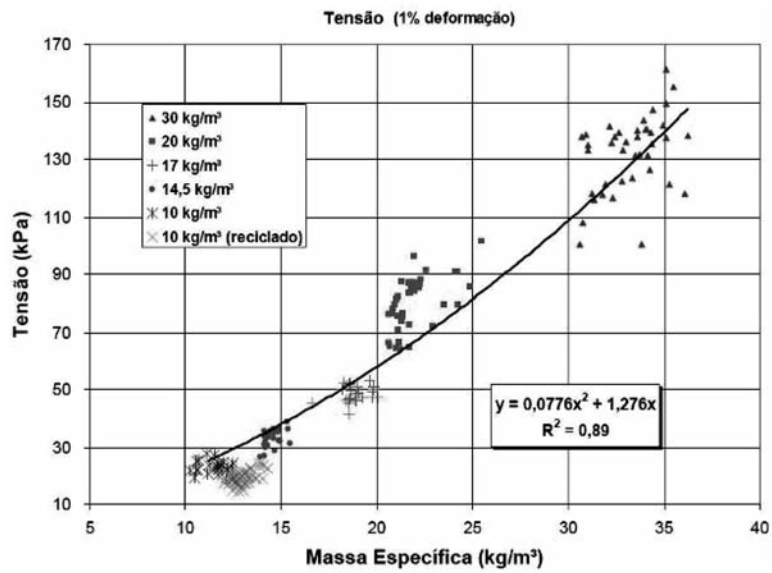


Fig. 8 – Relação entre resistência (correspondente a deformação de 1%) e massa específica para diversas amostras de EPS.

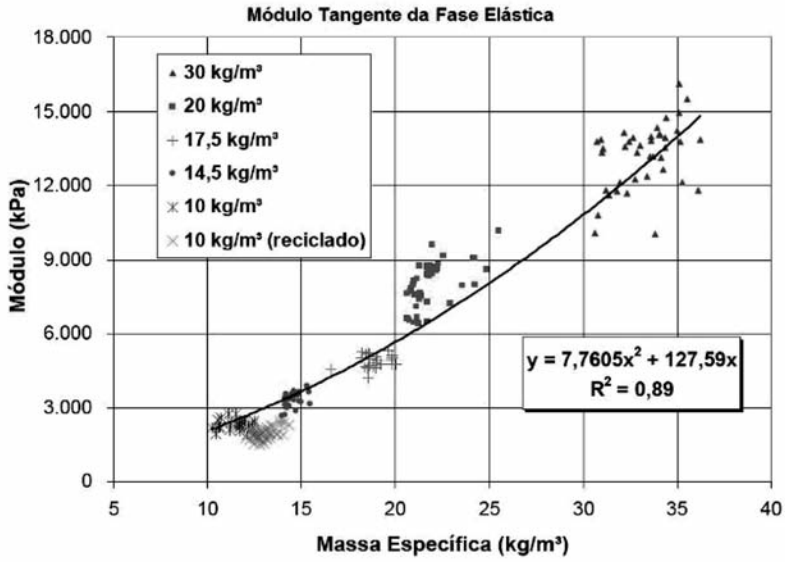


Fig. 9 – Relação entre o módulo de elasticidade da fase elástica do material e sua massa específica para diversas amostras de EPS.

Por meio destas Figuras, nota-se novamente a ótima correlação existente com a massa específica. Percebe-se também a redução do módulo na fase de endurecimento em relação à elástica. Essa característica deve-se também à redução da inclinação da curva de compressão do material após a tensão de transição.

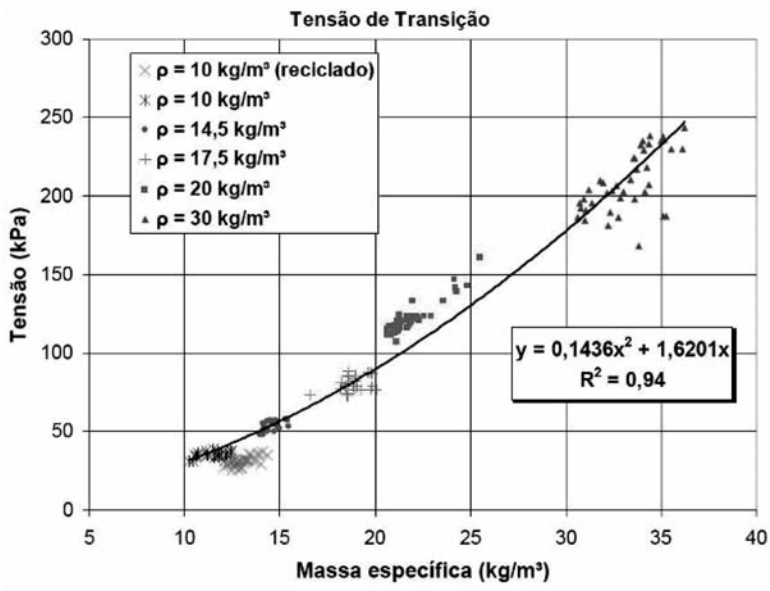


Fig. 10 – Relação entre a tensão de transição da fase elástica para a fase plástica do material e sua massa específica para diversas amostras de EPS.

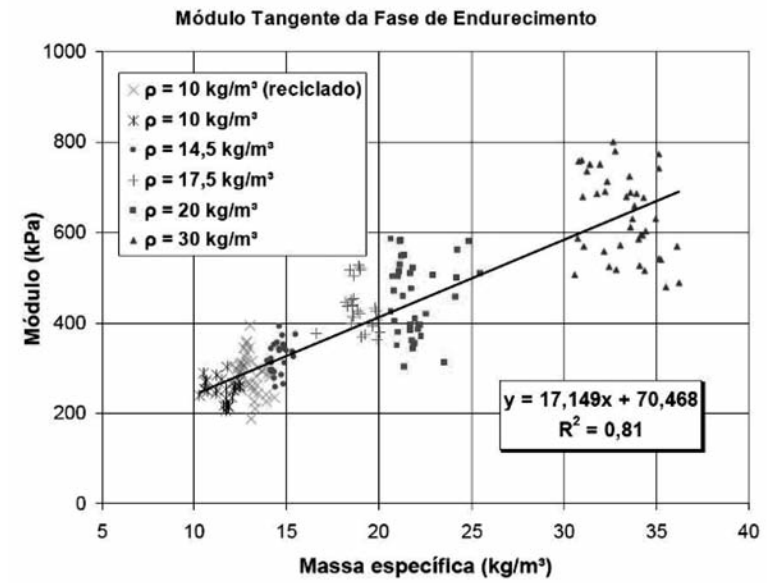


Fig. 11 – Relação entre o módulo tangente da fase de endurecimento do material e sua massa específica para diversas amostras de EPS.

3.1.1 – Influência da Temperatura na Compressão Simples

A influência da temperatura na resistência (para uma deformação de 10 %) de polímeros e plásticos é verificada para diversos materiais, e para o poliestireno expandido pode ser verificado

na Figura 12. As temperaturas utilizadas variaram de 23°C a 72 °C com incrementos de 7 °C. O valor da resistência é a média de três ensaios realizados para cada temperatura.

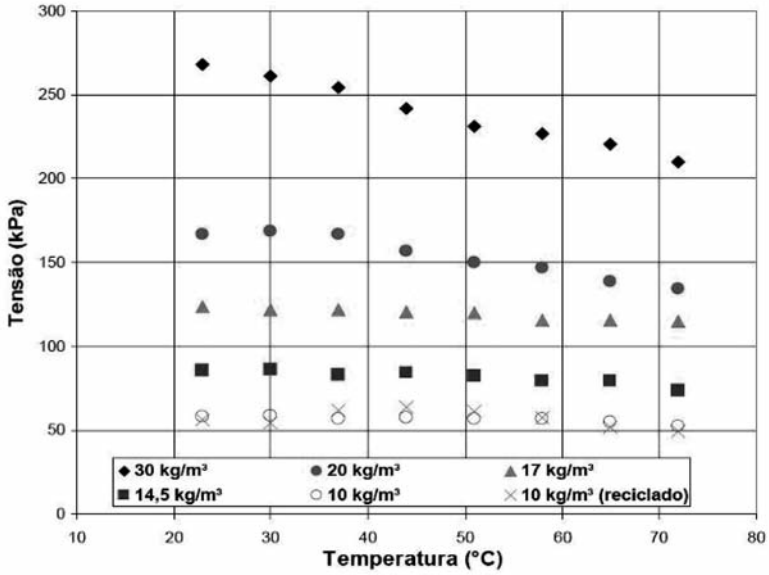


Fig. 12 – Resistência (10 % de deformação) de amostras de EPS para diferentes valores de temperaturas.

Da análise da Figura 12 nota-se uma grande influência da temperatura na resistência para amostras de EPS com valores de massa específica superiores (20 e 30 kg/m^3), atingindo reduções de resistência da ordem de 30 % para variações da temperatura em cerca de 50°. Entretanto, o material com menor massa específica não é significativamente afetado pela temperatura. Esta disfunção no resultado por ser explicada pela própria massa específica. Amostras com valores mais elevados de massa específica possuem uma menor quantidade de vazios (preenchidos com ar) interno, e conseqüentemente uma maior parcela do polímero que é significativamente mais afetado pela variação da temperatura do que o ar dos vazios. Por outro lado, uma menor massa específica possui um maior valor de vazios e uma menor parcela do polímero, sendo menos influenciada no todo pela temperatura.

3.2 – Ensaio de Compressão Uniaxial Cíclica

A Figura 13 exibe o resultado do ensaio de compressão cíclica na amostra de EPS em formato cúbico com 100 mm de lado de 20 kg/m^3.

Observando a Figura 13, percebe-se que, como o corpo de prova que foi submetido a uma tensão dentro da faixa elástica do material, praticamente não sofreu uma deformação acumulada ao longo dos 10.000 ciclos em que a amostra foi submetida. Por outro lado, pode-se notar que a amostra que foi submetida a uma tensão acima da tensão elástica (na fase plástica) sofreu uma grande deformação acumulada.

Para uma melhor análise gerou-se, para este mesmo corpo de prova, um gráfico da deformação acumulada pelos ciclos de aplicação de carga. Este gráfico pode ser observado na Figura 14.

Observa-se da Figura 14 a extrema plastificação ao longo dos 10.000 ciclos que a amostra sofre quando solicitada com uma carga dentro da faixa plástica. Por outro lado, para uma solicitação na faixa elástica o material praticamente não exibe deformação acumulada.

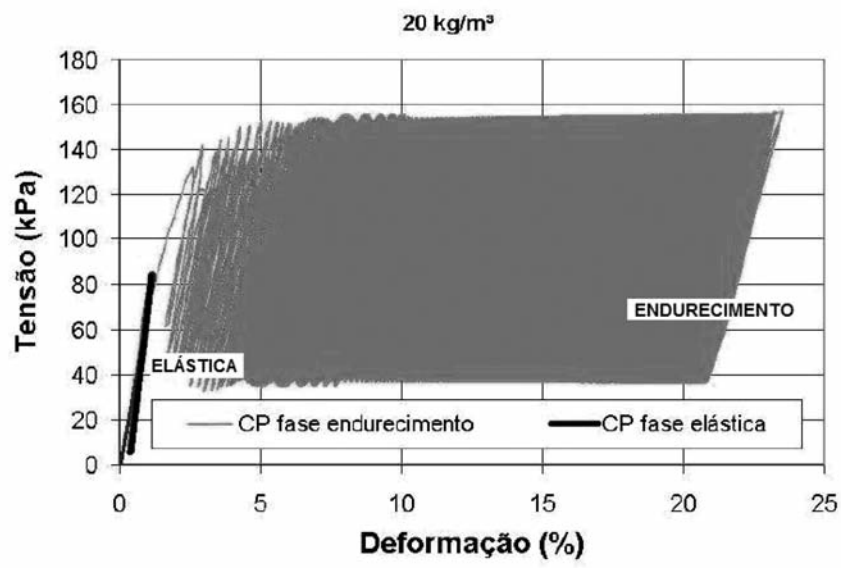


Fig. 13 – Curva tensão x deformação da amostra de EPS de 20 kg/m^3.

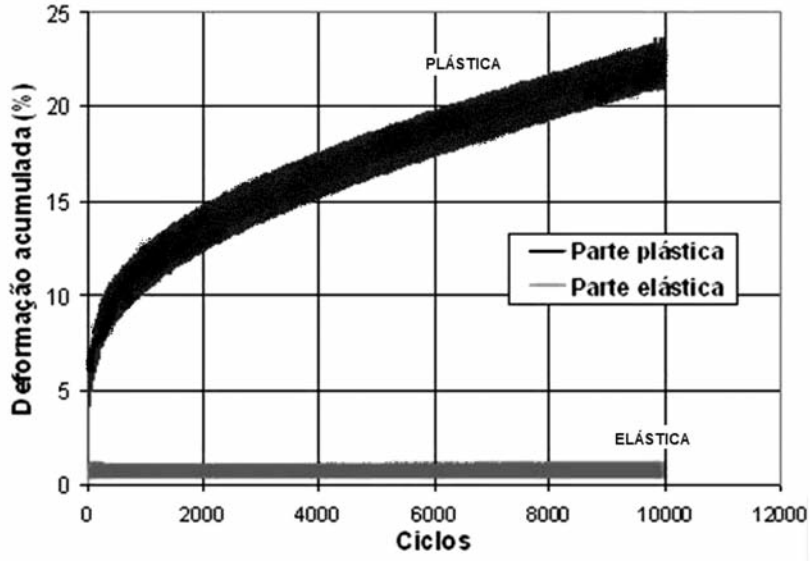


Fig. 14 – Deformação acumulada pelos ciclos da amostra de EPS de 20 kg/m^3.

A Figura 15 exibe o resultado do ensaio de compressão cíclica com as outras amostras do material.

Nota-se desta Figura que todas as amostras possuem o mesmo comportamento sofrendo uma plastificação excessiva apenas quando solicitada por uma carga acima do limite elástico.

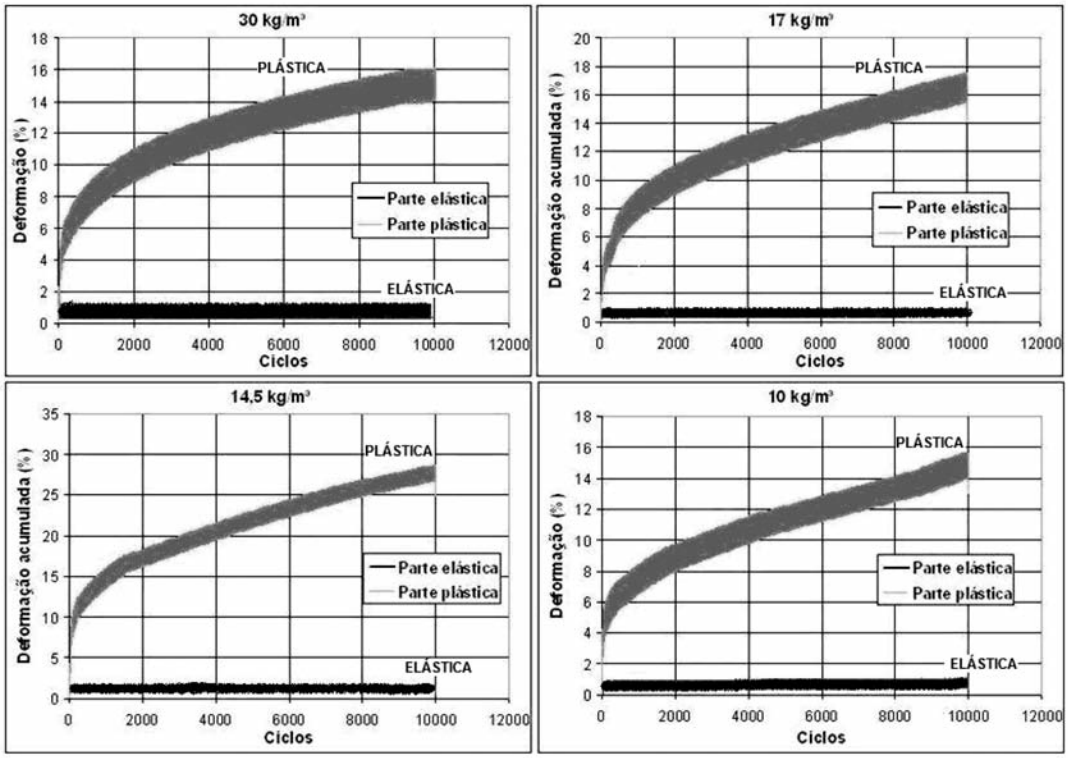


Fig. 15 – Resultado do ensaio de compressão cíclica com as outras amostras de EPS.

3.3 – Ensaio de Cisalhamento Direto da Interface

A Figura 16 exibe os resultados dos ensaios de cisalhamento direto da interface na amostra de EPS de 20 kg/m³ para confinamentos de 10, 20, 30 e 40 kPa.

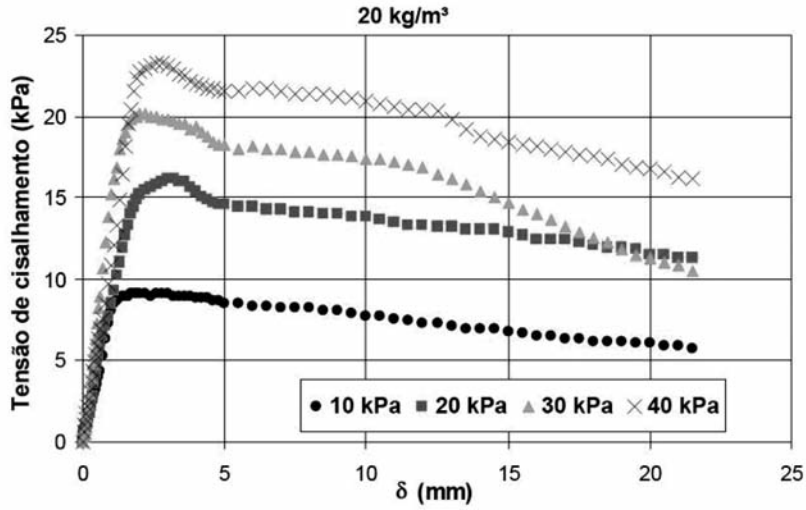


Fig. 16 – Ensaio de cisalhamento direto realizado na amostra de EPS de 20 kg/m³.

O comportamento do EPS no cisalhamento se assemelha ao comportamento de amostras de solo, conforme visualizado na Figura 16. Há um valor de pico para a tensão de cisalhamento seguido de uma redução da tensão devido a uma alteração da superfície de contato dos blocos.

Dos resultados obtidos para o valor de pico, traçou-se as envoltórias de resistência (Figura 17).

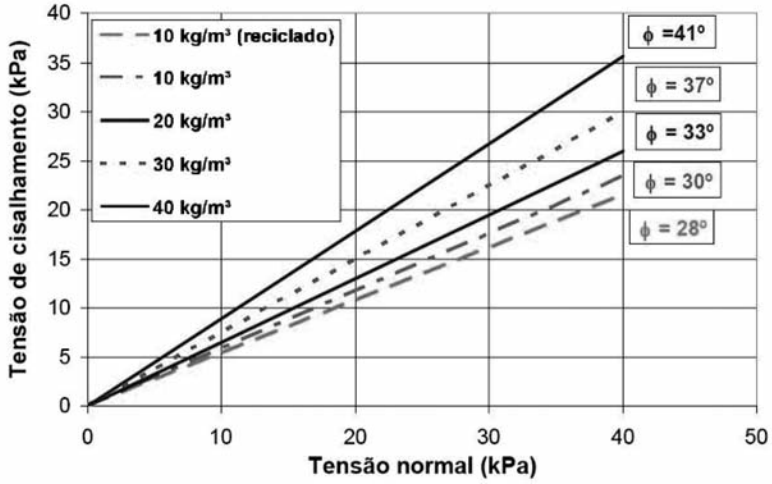


Fig. 17 – Envoltórias de pico das amostras de EPS através de ensaios de cisalhamento direto.

Analisando-se a Figura 17, nota-se que o material possui uma envoltória típica para valores de massa específica mais elevados (30 e 40 kg/m^3). Mas, para as massas específicas de 10 kg/m^3 (virgem e reciclada) e 20 kg/m^3, a envoltória é ligeiramente curva para elevados valores de tensão confinante. Pode-se verificar também que para maiores valores de tensão normal as amostras de EPS com maiores massas específicas possuem maior resistência, enquanto para menores valores de confinamento as amostras de menores massas específicas possuem maior resistência. Esse fenômeno se deve a maior plastificação sofrida pelas amostras de menor massa específica (menor resistência à compressão) para altas cargas de confinamento. Para valores de confinamento reduzido (sem plastificação excessiva) a sua superfície com maior rugosidade incrementa o atrito entre os blocos, porém, para confinamentos mais elevados a plastificação é excessiva em ambos os blocos, tornando a transferência de carga menos eficiente e, conseqüentemente, reduzindo o atrito de interface. A Figura 18, uma relação entre o ângulo de atrito e a tensão de confinamento, exibe mais claramente esse comportamento.

Nota-se, de acordo com esta Figura que, com o aumento do confinamento há uma redução do valor do ângulo de atrito das amostras de massa específica mais baixa (10 e 20 kg/m^3). Para as amostras de massa específica mais altas (30 e 40 kg/m^3) essa redução não é evidenciada nem para tensões mais elevadas como 50 e 60 kPa. Devido a este fenômeno, apenas as amostras de EPS de 30 e 40 kg/m^3 foram submetidas a tensões normais de 50 e 60 kPa. Por outro lado, para valores de confinamento menores (como 10 kPa) as amostras de massa específica reduzidas possuem valor de ângulo de atrito maiores devido a maior rugosidade da superfície destas.

Da análise dos resultados também se observou que há uma proporcionalidade entre o ângulo de atrito obtido por este ensaio e a massa específica do material. Para valores superiores de massa específica, há um aumento do ângulo de atrito. Dessa forma foi possível determinar uma relação entre o ângulo de atrito médio dos ensaios com cada amostra pela média das massas específicas dos corpos de prova. Esta relação forneceu uma correlação linear entre essas duas grandezas. A Figura 19 exibe a curva obtida bem como a equação de melhor ajuste.

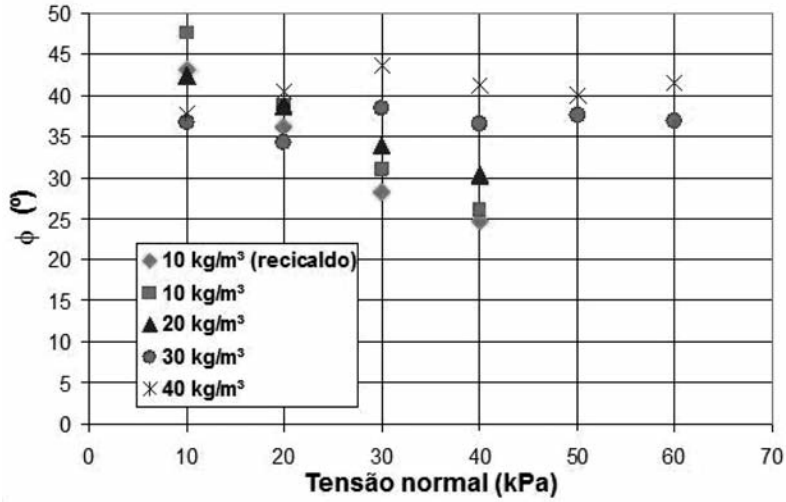


Fig. 18 – Redução do ângulo de atrito em amostras de baixa densidade com o aumento da tensão normal.

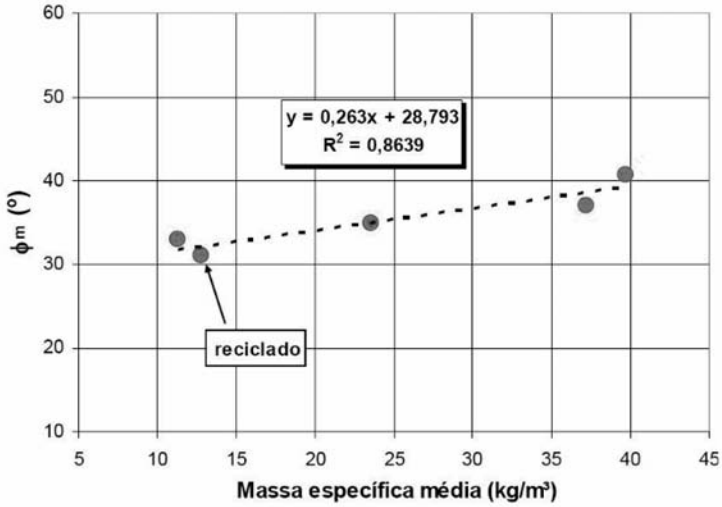


Fig. 19 – Relação entre o ângulo de atrito médio e a massa específica.

Pela Figura 19 nota-se a proporcionalidade entre o ângulo de atrito e a massa específica. O material reciclado, apesar de possuir uma massa especifica maior, possui características mecânicas inferior ao material virgem. Observa-se também o valor considerável do ângulo de atrito para o material, que atinge um valor superior a 40 ° no caso do material de 40 kg/m^3.

3.4 – Ensaio de Absorção de Água

A Figura 20 exibe os resultados dos ensaios de absorção de água para 24 horas de submersão e o valor do teor de umidade higroscópico para cinco amostras de EPS com massa específica de 30 kg/m^3 e formato cúbico com dimensões de 50 mm de lado.

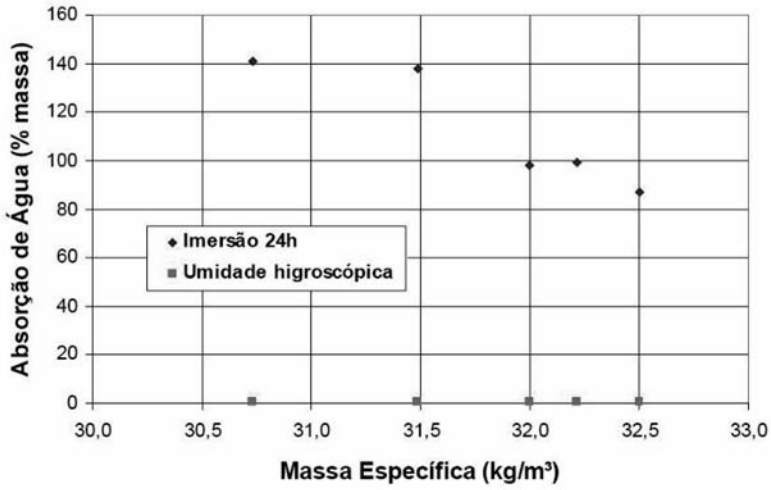


Fig. 20 – Resultado do ensaio de absorção de água com amostras de EPS com massa específica de 30 kg/m^3 e formato cúbico com 50 mm de lado

Analisando-se esta Figura nota-se nitidamente que com o aumento da massa específica há um decréscimo da massa de água absorvida pelo material. Esse fenômeno pode ser explicado pela redução de vazios de amostras de maior densidade. Com um menor valor de vazios, há menos espaço para a absorção de água, reduzindo o valor registrado.

Cerca de 50 ensaios de absorção de água foram realizados com os mais variados valores de massa específica do material. Deste conjunto de dados, gerou-se um gráfico com os resultados de absorção máxima de água pela massa específica apresentado na Figura 21 e um com o teor de umidade higroscópico pela massa específica apresentado na Figura 22. São apresentadas também nestas, uma correlação entre as grandezas comparadas.

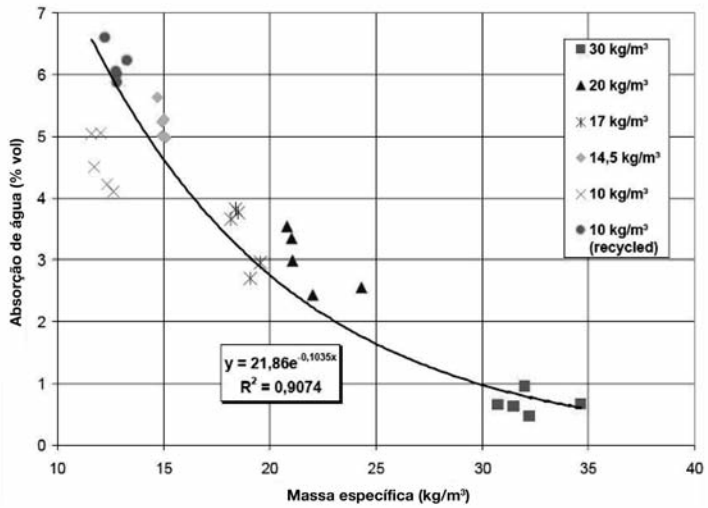


Fig. 21 – Resultados dos ensaios de absorção máxima de água com amostras de EPS em relação ao volume e correlação dessas com a massa específica.

Observa-se pela Figura 21 que a absorção máxima de água das amostras, em um período de 24 horas, não constituiu, inicialmente, um valor elevado, com uma absorção inferior a 7 % do volume dos corpos de prova. Contudo, se a análise for tecida pela elevação da massa específica do conjunto EPS mais água, esta absorção se mostra extremamente excessiva, gerando um valor de massa específica do conjunto da ordem 90 kg/m^3. Com esta elevação perde-se uma característica de extremo valor do geoexpandido de EPS que é sua densidade reduzida, podendo inviabilizar sua utilização. Portanto, se faz necessário na pratica a previsão de um sistema de impermeabilização funcional para evitar o contato direto dos blocos de EPS com a água. Da mesma forma, um sistema de drenagem adequado deve ser previsto, evitando este contato prejudicial e promovendo uma eficiente drenagem da água nas obras, impedindo também eventuais empuxos na estrutura.

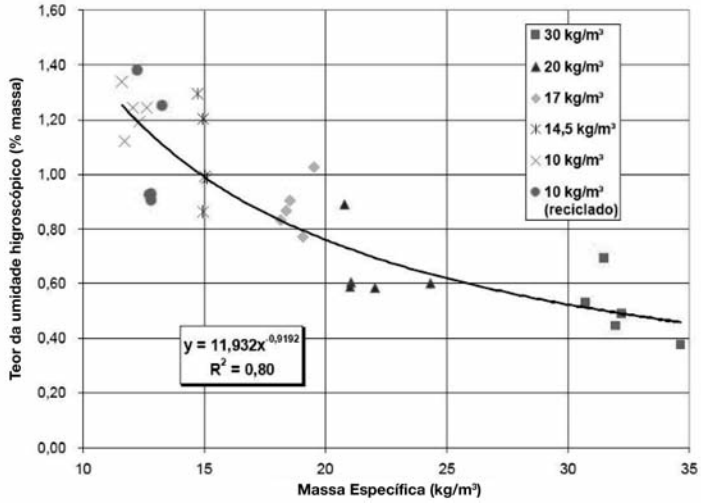


Fig. 22 – Resultados do teor de umidade higroscópico de amostras de EPS em relação a massa e correlação dessas com a massa específica.

O teor de umidade higroscópico do material, observado na Figura 22, possui um valor extremamente reduzido, inferior a 1,50 % da massa do corpo de prova.

Em ambos os casos, as correlações geradas com a massa específica possuem uma boa aproxi - mação com os resultados obtidos nos ensaios, podendo ser utilizadas para se estimar um acréscimo de carga na fundação e outras influências em casos práticos.

3.5 – Ensaio de Permeabilidade

O Quadro 3 exibe o resultado do ensaio de permeabilidade com quatro amostras de massa es - pecífica diferentes de EPS. Cada corpo de prova permaneceu por um tempo mínimo de 48 horas para sua completa saturação e obtenção da estabilização do fluxo. Na determinação da permeabili - dade, realizou-se um total de 3 ensaios por amostra na obtenção desse parâmetro.

Observa-se pelo Quadro 3, mais uma vez, a influência da massa específica nas propriedades do material. O valor da permeabilidade é inversamente proporcional à massa específica. Nota-se também a grande variabilidade desse parâmetro em relação ao valor da massa específica. Com va - riação desta de 10 para 30 kg/m^3 (3 vezes), há uma variação de 3,66 x 10^{-3} para 1,32 x 10^{-6} (cerca de 1.000 vezes) no caso da permeabilidade média.

Quadro 3 – Resultado do ensaio de permeabilidade.

EPS (kg/m³)	Massa Específica (kg/m³)	k (cm/s)				Desvio Padrão	Variação (%)
		Ensaio 1	Ensaio 2	Ensaio 3	Médio		
30	33,2	1,42E-06	1,29E-06	1,25E-06	1,32E-06	8,89E-08	6,73
20	22,2	2,39E-03	2,22E-03	2,10E-03	2,24E-03	1,46E-04	6,51
10	11,7	3,78E-03	3,65E-03	3,56E-03	3,66E-03	1,11E-04	3,02
10 (reciclado)	13	1,52E-02	1,35E-02	1,32E-02	1,40E-02	1,08E-03	7,70

Para uma melhor análise dos resultados, gerou-se um gráfico com esses valores. Por meio dele, obteve-se uma correlação entre a permeabilidade e a massa específica. O gráfico com a correlação pode ser observado na Figura 23.

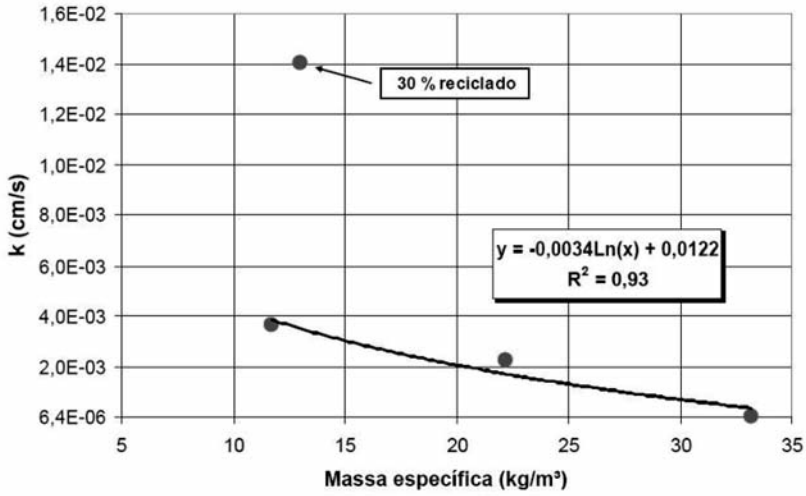


Fig. 23 – Resultado do ensaio de permeabilidade e correlação entre essa e a massa específica.

Nota-se pela Figura 23 que a amostra com material reciclado apesar de possuir uma massa específica superior, apresenta um coeficiente de permeabilidade maior. Isso se deve a composição do material reciclado que possui uma porosidade mais elevada.

Em vista desses resultados, podem-se obter utilizações com diferentes funções com o material, desde barreiras impermeabilizantes até drenos.

4 – CONSIDERAÇÕES FINAIS

Foram realizados diversos ensaios mecânicos e hidráulicos em amostras de EPS de 10 (virgem e contendo material reciclado), 20, 14,5, 17, 20, 30 e 40 kg/m³ visando o estudo, a caracterização e a avaliação do material para seu emprego na Engenharia Geotécnica. As principais conclusões desse artigo são:

- Por meio dos ensaios de compressão uniaxial simples, concluiu-se que o material possui um pa - tamar elástico bem definido para uma deformação inferior a 2 %. A resistência (para uma de -

formação de 10 %) é alta, apesar da baixa massa específica do material. A relação entre a massa específica e as resistências para 1 e 10 % obtidas possuem um coeficiente de correlação elevado;

- A proposição de caracterizar o material por três parâmetros chave na solicitação à compressão (módulos tangente das fases elástica e de endurecimento, e tensão de transição) se mostrou simples e eficaz, podendo ser adotada e atribuída em ensaios posteriores;
- Com os ensaios de compressão uniaxial com variação da temperatura, verificou-se uma influência mais sensível da temperatura na resistência do EPS de 20 e 30 kg/m^3, com decréscimos de cerca de 15 % e 25 %, respectivamente;
- A análise dos resultados de compressão uniaxial cíclica permitiu verificar a plastificação excessiva (deformação acumulada) sofrida pelo EPS ao longo dos ciclos quando solicitado por uma tensão acima do limite elástico;
- O ensaio de cisalhamento direto da interface mostrou que o comportamento do EPS se assemelha ao de uma amostra de solo, com um valor de pico bem definido. Os valores de ângulo de atrito obtidos foram altos, atingindo valores superiores a 40°. Notou-se a influência diretamente proporcional da massa específica nas envoltórias de resistência e no valor dos ângulos de atrito, obtendo-se uma relação com um bom ajuste;
- Por meio dos resultados dos ensaios de absorção de água, observou-se uma aparente absorção reduzida após 24 horas. Contudo, a elevação da massa específica por conta desta absorção é significativa, podendo inviabilizar a aplicação dos blocos de EPS;
- Do ensaio de permeabilidade verificou-se a grande variabilidade desta propriedade do material com a massa específica, obtendo-se permeabilidades compatíveis tanto com materiais drenantes como materiais de barreiras impermeáveis.
- Como observado dos ensaios realizados, a propriedade mais importante do EPS é a massa específica, com significante interferência em todas as características mecânicas e hidráulicas do material.

Por fim, destaca-se que o geoexpandido de EPS se mostra um material extremamente atraente para o emprego na Engenharia Geotécnica. Apesar de possuir um custo unitário relativamente ele - vado, sua utilização pode ser vantajosa pela facilidade e rapidez de execução em aterros, reduzindo drasticamente custos associados a prazos e a outros processos conexos de aterros convencionais. Além disto, sua utilização pode substituir com ampla eficiência e segurança tecnologias clássicas de construções sobre solos moles.

5 – AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem a Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES) pelo financiamento do mestrado do primeiro autor e ao Departamento de Geotecnia, e em especial ao Laboratório de Geossintéticos, ambos da Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo (EESC – USP) pelo suporte técnico e infra-estrutura.

6 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASTM C 272 (1996). *Standard Test Method for Water Absorption of Core Materials for Structural Sandwich Constructions.* In: Annual book of ASTM standards. New York.

ASTM C 303 (1996). *Standard Test Method for Dimensions and Density of Performed Block – Type Thermal Insulation.* In: Annual book of ASTM standards. New York.

ASTM D 1621 (2000). *Standard Test Method for Compressive Properties of Rigid Cellular Plastics.* In: Annual book of ASTM standards. New York.

ASTM D 3080 (1998). *Standard Test Method for Direct Shear Tests of Soils Under Consolidate Drained Conditions.* In: Annual book of ASTM standards. New York.

Athanasopoulos, G. A.; Pelekis, P. C.; Xenaki, V. C. (1999). *Dynamic Properties of EPS Geofoam: An Experimental Investigation. Geosyntetics International,* v. 6, n. 3, pp. 171-194.

Avesani Neto, J. O. (2008). *Caracterização do Comportamento Geotécnico do EPS através de Ensaios Mecânicos e Hidráulicos.* Dissertação de Mestrado da Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 227 p.

Bueno, B. S. (2005). *Avaliação Experimental do Comportamento Mecânico de Amostras de EPS.* Relatório Técnico, Laboratório de Geossintéticos, Departamento de Geotecnia EESC – USP. 13 p.

Duskov, M. (1997). *Materials Research on EPS20 and EPS15 under Representative Conditions in Pavement Structures.* Geotextiles and Geomembranes. n. 15, pp. 147-181.

Horvath, J. S. (1994). *Expanded Polystyrene (EPS) Geofoam: An Introduction to Material Behavior.* Geotextiles and Geomembranes. n. 13, pp. 263-280.

Stark, T. D.; Arellano, D.; Horvath, J. S.; Leshchinsky, D. (2004). *Geofoam Applications in the Design and Construction of Highway Embankments.* NCHRP Web Document 65 (Project 24-11). TRB of the National Academies (http://www.national-academies.org).

Yeo, S. S.; Hsuan, Y. G. (2006). *The Compressive Creep Behavior of an Expanded Polystyrene Geofoam.* 8º Congresso Internacional de Geossintéticos. Yokohama, Japão. pp. 1639-1642.

ATERROS SOBRE SOLOS MOLES REFORÇADOS COM COLUNAS DE JET GROUTING ENCABEÇADAS POR GEOSSINTÉTICO

Geosynthetic-reinforced and jet-grout column-supported embankments on soft soils

Daniela Oliveira Marques*
José Leitão Borges**

RESUMO – Usando um modelo numérico baseado no método dos elementos finitos, é analisado o comportamento de um aterro sobre solos moles reforçados com colunas de jet grouting encabeçadas por geossintético funcionando como membrana. Utiliza-se o conceito de célula unitária, que consiste numa coluna de jet grouting e no solo mole envolvente, no geossintético e no aterro da sua área de influência, com comportamento axissimétrico confinado. O modelo numérico incorpora a teoria multidimensional de consolidação de Biot (formulação acoplada das equações de equilíbrio e de escoamento) com relações constitutivas simuladas pelo modelo de estados críticos p-q-θ. É dada especial atenção à análise, durante e após a execução do aterro, dos assentamentos, dos excessos de pressão neutra, das tensões efectivas, dos níveis de tensão, das tracções no geossintético, do efeito de arco, do coeficiente de redução de assentamentos, do factor de concentração de tensões e do coeficiente de eficácia do sistema de reforço.

SYNOPSIS – Using a numerical model based on the finite element method, the behaviour of a geosynthetic-reinforced and column-supported embankment on soft soils is analysed. The unit cell formulation is used, which consists of one jet grout column and the soft soil, geosynthetic and embankment fill from its influence area, with confined axisymmetric behaviour. The numerical model incorporates the Biot consolidation theory (coupled formulation of the flow and equilibrium equations) with constitutive relations simulated by the p-q-θ critical state model. Special emphasis is given to the analysis, during and after the construction period, of the settlements, excess pore pressures, effective stresses, stress levels, tension in the geosynthetic, arching effect, stress concentration ratio and reinforcement efficiency coefficient.

PALAVRAS CHAVE – Solos moles, aterros, colunas de jet-grouting, geossintéticos, modelação numérica.

1 – INTRODUÇÃO

A ocupação crescente das áreas superficiais em muitos países tem obrigado à utilização de maciços com fracas características geotécnicas como fundação de aterros, o que coloca, em geral, diversos problemas à engenharia geotécnica. Estes problemas estão relacionados com a dificuldade de garantir a segurança relativamente à estabilidade global e com a existência de assentamentos (totais e diferenciais) que se processam lentamente no tempo e assumem valores elevados a longo prazo.

Existem diversas técnicas construtivas que permitem obviar os inconvenientes levantados pela execução das obras em questão. Entre elas encontram-se a técnica de pré-carga ou sobrecarga temporal, o emprego de materiais leves no corpo do aterro, a remoção-substituição do solo mole, o

* Mestre em Engenharia Civil, FEUP
** Doutor em Engenharia Civil, Professor da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto

reforço com geossintéticos, a utilização de drenos verticais (geodrenos ou drenos de areia), o reforço com colunas de brita, a construção do aterro por fases, a construção de bermas laterais, o reforço com colunas "rígidas" e plataformas de transferência de carga sobre colunas, etc..

As vantagens do método de reforço de solos moles através de plataformas de transferência de carga sobre colunas "rígidas" prendem-se essencialmente com a redução significativa dos assentamentos totais e diferenciais, tanto na base como no topo do aterro, e com a possibilidade de construção do aterro numa etapa única, evitando intervalos de tempo prolongados. As plataformas de transferência de carga (PTC) podem incluir, ou não, geossintéticos. Na Figura 1 mostram-se diversos tipos de PTC em aterros sobre colunas.

Quando comparada com a solução tradicional de plataforma granular não reforçada, a utilização de geossintéticos no sistema de reforço aumenta a eficiência da transferência de carga, reduzindo consideravelmente a percentagem de área coberta por colunas necessária para assegurar a transmissão de esforços, minimiza a cedência do solo sobre as colunas e reduz potencialmente os assentamentos totais e diferenciais.

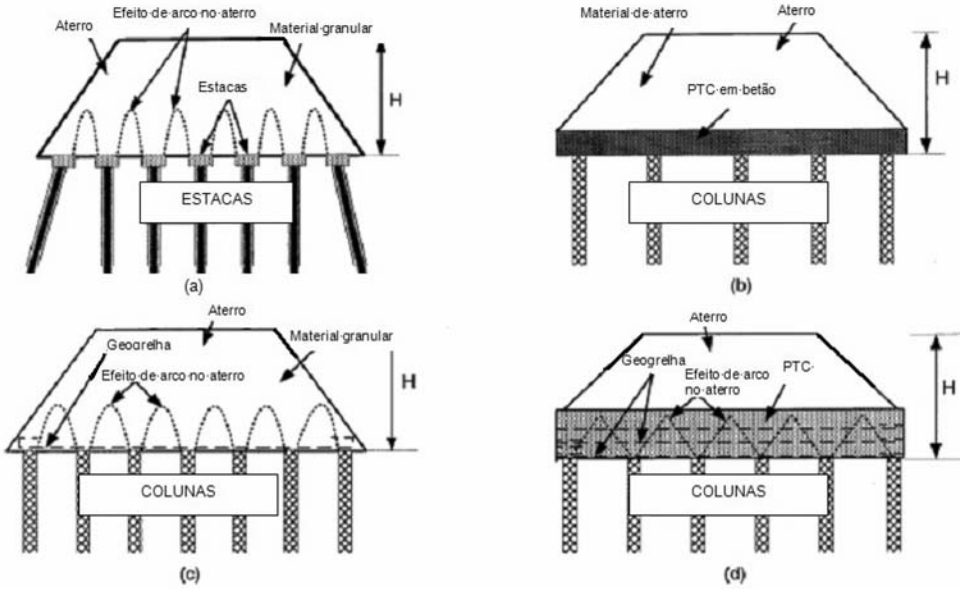


Fig. 1 – Diferentes tipos de plataformas de transferência de carga (PTC) em aterros sobre colunas: (a) granular não-reforçada; (b) em betão (rígida); (c) com geossintético funcionando como membrana; (d) em viga flexível com vários níveis de geossintéticos.

Diversos tipos de colunas podem ser usados no sistema de reforço com plataformas de transferência de carga, designadamente estacas de betão pré-fabricadas, estacas de aço, colunas de madeira, colunas de *jet grouting*, etc..

Por se tratar de uma técnica relativamente recente, muitos aspectos do comportamento das plataformas de transferência de carga com geossintéticos sobre colunas não estão ainda completamente explicados, não obstante o contributo importante para este assunto de trabalhos recentes (Marques, 2008; Abdullah, 2006; Gangakhedkar, 2004; Han e Gabr, 2002 e Rao, 2006).

Usando um modelo numérico baseado no método dos elementos finitos (Borges, 1995), é analisado neste artigo o comportamento de um aterro sobre solos moles reforçados com colunas de *jet grouting* encabeçadas por geossintético funcionando como membrana. É utilizado o conceito de

célula unitária, sistema constituído por uma só coluna de *jet grouting* e pelo solo mole envolvente, geossintético e aterro da sua área de influência, simulado com comportamento axissimétrico confinado.

Neste estudo numérico são investigadas as interacções solo mole-aterro-geossintético-coluna de *jet grouting*, procurando-se compreender de que forma se processam as transferências de carga para os elementos de reforço, as distribuições de tensões, a evolução dos deslocamentos, assim como avaliar as grandezas interpretativas do funcionamento da obra, tais como o coeficiente de redução dos assentamentos, o factor de concentração de tensões e os coeficientes de efeito de arco e de eficácia do sistema de reforço.

No presente trabalho, as hipóteses teóricas fundamentais presentes no modelo numérico (desenvolvido por Borges, 1995) são as seguintes: (i) simulação de estados planos e axissimétricos de deformação e de escoamento; (ii) formulação acoplada das equações de equilíbrio (problema mecânico) e escoamento (problema hidráulico), tendo em conta as relações constitutivas do solo (modelo elastoplástico) formuladas em termos de tensões efectivas (extensão da teoria de consolidação multidimensional de Biot) (Borges,1995; Borges e Cardoso, 2000; Lewis e Schrefler, 1987; Britto e Gunn, 1987); esta formulação é aplicada em todas as fases do problema, durante e após a construção do aterro; (iii) utilização do modelo de estados críticos p-q-θ, na simulação do comportamento constitutivo dos solos de fundação e de aterro (Borges, 1995; Borges e Cardoso, 1998; Lewis e Schrefler, 1987); (iv) utilização do modelo elástico linear (bidimensional) na simulação do comportamento constitutivo das colunas de *jet grouting*; (v) utilização do modelo elástico linear (unidimensional) na modelação do comportamento constitutivo do geossintético.

Tendo presente, nas análises acopladas, o carácter incremental da integração no tempo das equações governativas (equações de equilíbrio e escoamento), utilizam-se no modelo técnicas incrementais. Assim, em cada cálculo (que corresponde à resolução do sistema de equações global que define o problema, cujas incógnitas são os deslocamentos e os excessos de pressão neutra nos pontos nodais), está implícito um determinado intervalo de tempo (incremento de tempo) durante o qual se pode aplicar, ou não, uma determinada acção exterior (incremento de carga).

De forma a simular o funcionamento do geossintético como membrana, é utilizado no programa a opção correspondente à actualização das coordenadas dos nós da malha após cada cálculo incremental.

2 – DESCRIÇÃO DO PROBLEMA

O problema diz respeito à construção contínua, em 14 dias, de um aterro de 2m de altura sobre um solo argiloso mole saturado, reforçado com colunas de *jet grouting* encabeçadas por geossinté - tico, funcionando como membrana (Figura 2a).

A camada de argila tem 6m de espessura e assenta num maciço rígido e impermeável que esta - belece as condições de fronteira inferior do problema. O nível freático encontra-se à superfície do solo argiloso. As colunas de *jet grouting* estão dispostas segundo malha quadrangular em planta e têm comprimento igual à possança da camada argilosa, ou seja, a sua extremidade inferior apoia-se no estrato rígido.

Como o aterro apresenta grande extensão planimétrica, recorreu-se, como se referiu anteriormente, ao conceito de célula fundamental ou unitária para o estudo do problema. Assim, aplicou-se o modelo numérico a um sistema constituído por uma coluna de *jet grouting* e pelo solo mole envolvente, geossintético e aterro da sua área de influência (Figura 2b). Este sistema admite simetria relativamente ao eixo vertical que passa pelo centro da coluna. Esta particularidade permite tratar o problema simplificadamente como um problema bidimensional axissimétrico, considerando que cada coluna tem uma área de influência circular (com área igual à do quadrado de influência de cada coluna na malha quandrangular considerada).

A simulação do comportamento confinado do solo é garantida através da imposição de condições fronteira. Com esse intuito foram impedidos os deslocamentos horizontais de todos os pontos na fronteira lateral da célula (superfície cilíndrica). Como o problema é limitado inferiormente por um estrato rígido admitido como indeformável, os deslocamentos verticais e horizontais da extremidade inferior da coluna e do solo mole foram impedidos (Figura 2b). Na superfície de drenagem, na base do aterro, foram impostos para os excessos de pressão neutra valores iguais a zero.

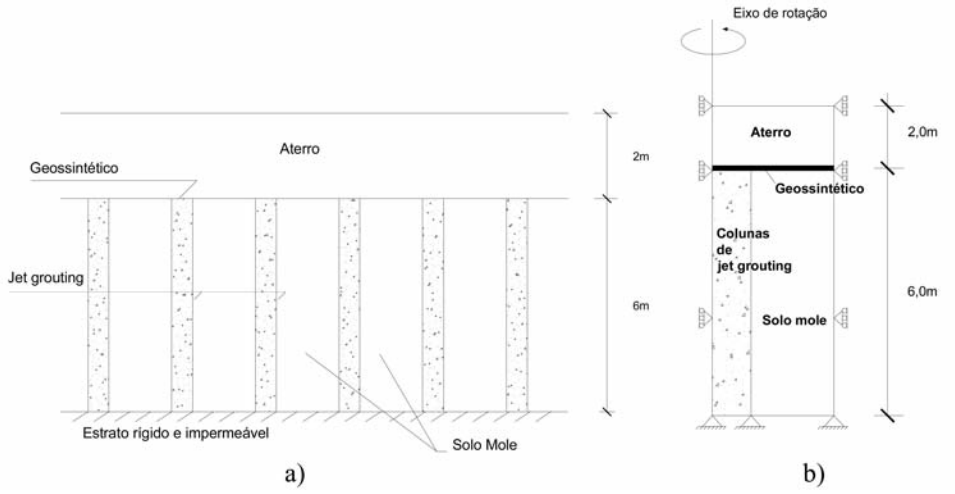


Fig. 2 – a) Representação esquemática do problema; b) célula unitária.

Uma revisão bibliográfica acerca de aterros reforçados mostra que o espaçamento típico entre colunas varia entre 1,5 a 4,5m (Han, 1999). Neste estudo, considerou-se o raio da célula unitária igual a 2,15m, o que corresponde a um espaçamento entre colunas de 3,81m em malha quadrangular. As colunas têm diâmetro de 1,2 m. A camada de geossintético foi colocada no topo das colunas. Assumiu-se que o geossintético tem propriedades idênticas em todas as direcções.

A Figura 3 mostra a malha de elementos finitos usada na discretização do meio em diferentes fases do problema, a qual é constituída, no total, por 1190 elementos bidimensionais (triangulares de seis nós) e 17 elementos unidimensionais (elementos-barra de 3 nós, para modelação do geossintético).

Face às características de permeabilidade dos materiais envolvidos, considerou-se comportamento acoplado (isto é, com incógnitas-deslocamentos e incógnitas-excesso de pressão neutra) no solo mole, por um lado, e comportamento drenado (excessos de pressão neutra nulos) no aterro, por outro. Na coluna de *jet grouting* usou-se, como no aterro, o mesmo tipo de elemento finito não-acoplado (isto é, tendo somente incógnitas-deslocamentos), mas simulou-se o seu comportamento como "impermeável" (impondo fronteira "impermeável" na interface coluna-solo mole). Os elementos triangulares usados na simulação acoplada do solo mole apresentam 6 pontos nodais para os deslocamentos (nos vértices e nos pontos médios dos lados) e 3 pontos nodais para o excesso de pressão neutra (nos vértices). Os elementos triangulares usados na simulação "impermeável" da coluna e na modelação drenada do aterro apresentam apenas 6 pontos nodais para deslocamentos, nos vértices e nos pontos médios dos lados.

Relativamente à modelação das interfaces solo-colunas de *jet grouting*, optou-se pela não utilização de elementos de junta. Esta opção justifica-se, em parte, pela elevada irregularidade da superfície de contacto solo-coluna e pelo facto de ser no corpo do aterro e no geossintético que o

mecanismo de transferência de carga essencialmente se desenvolve, isto é, que grande parte da carga se transmite para a coluna. Por outro lado, assegurou-se uma boa discretização da malha nessa zona (malha com espaçamentos de 5cm). A sustentar esta opção está também o facto de a maior parte dos casos relativos à simulação deste tipo de obras reportados na bibliografia da especialidade realizarem a mesma simplificação (Gangakhedkar, 2004; Rao, 2006 e Abdullah, 2006).

O funcionamento do geossintético como membrana justificou igualmente a não consideração de elementos de junta nas interfaces solo-geossintético. Esses elementos de junta só se justificam quando o mecanismo de transferência de tensões para o geossintético se faz por atrito-aderência nas interfaces, o que não é o caso do funcionamento como membrana. Neste caso, a mobilização de tracções no geossintético está associada à sua deformação (aumento de comprimento) determinada pelos assentamentos na base do aterro, onde se situa o geossintético, que são maiores no solo mole que na coluna. Como referido anteriormente, de forma a simular o funcionamento do geossintético como membrana, é utilizado no programa a opção correspondente à actualização das coordenadas dos nós da malha após cada cálculo incremental.

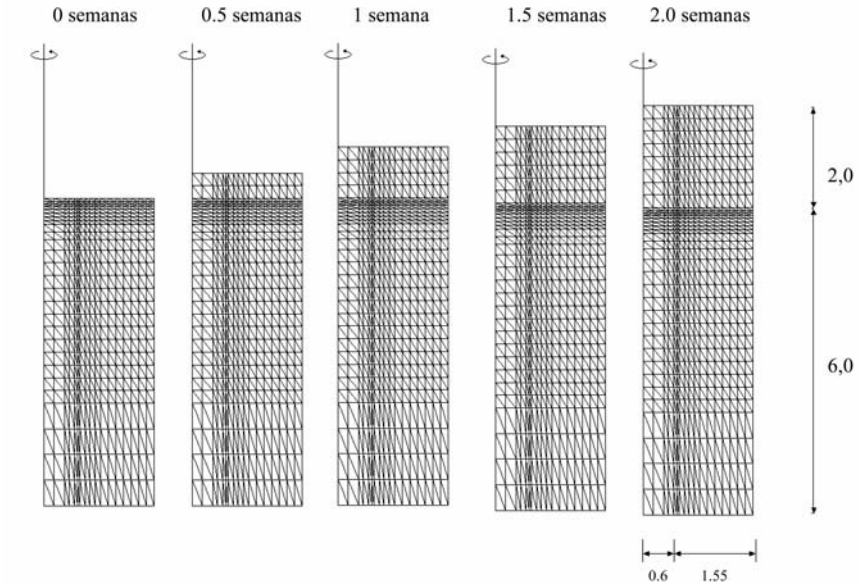


Fig. 3 – Malha de elementos finitos (ao longo do processo construtivo).

O comportamento do solo argiloso e do material de aterro foram simulados pela aplicação do modelo de estados críticos *p-q-θ*. No Quadro 1 são apresentados as características adoptadas para as duas formações. Relativamente ao material de aterro, tomou-se para o coeficiente de impulso em repouso, K_0, o valor de 0,43 e o grau de sobreconsolidação, OCR, foi considerado igual a 1.

No Quadro 2 são apresentados os valores do grau de sobreconsolidação e do coeficiente de im - pulso em repouso da argila, em profundidade. Trata-se pois de uma argila ligeiramente sobreconsolidada até à profundidade de 1,8 m e normalmente consolidada para profundidades superiores.

Para o geossintético foi adoptado um modelo de comportamento elástico linear. O limite má - ximo de deformação recomendado para este tipo de obra é 6%. Deste modo, ao longo da vida útil da obra, o geossintético apresentará um comportamento que se encontra na parte linear elástica da cur - va tracção-deformação. Para o geossintético, adoptou-se a rigidez à tracção de $J=E \cdot t=6000$kN/m, sendo E o módulo de elasticidade ($E=1{,}5 \cdot 10^6$ kPa) e t a espessura ($t=0{,}004$m).

Na simulação das colunas de *jet grouting* adoptou-se um modelo elástico linear isotrópico, caracterizado pelo módulo de elasticidade e pelo coeficiente de Poisson. As características do *jet grouting* são apresentadas no Quadro 3.

Quadro 3 – Características da argila e do material de aterro

	λ	k	Γ	ϕ' (º)	υ'	N	γ (kN/m³)	k_x (m/s)	k_y (m/s)
Argila	0,22	0,02	3,26	30	0,25	3,40	17	10^{-9}	10^{-9}
Aterro	0,03	0,005	1,80	35	0,30	1,817	20	–	–

λ – declive da linha de compressão isotrópica em 1ª carga; k - declive das linhas de descompressão-recompressão isotrópica; N – volume específico de solo sujeito a uma compressão isotrópica de 1 kPa; Γ – volume específico do solo em estado crítico sujeito a uma tensão média efectiva de 1 kPa; ϕ' – ângulo de atrito definido em tensões efectivas; υ' – coeficiente de Poisson definido em tensões efectivas; γ – peso específico; k_x, k_y – permeabilidades nas direcções horizontal e vertical, respectivamente.

Quadro 2 – Coeficiente de impulso em repouso (K_0) e grau de sobreconsolidação da argila (OCR).

PROFUNDIDADE (m)	K_0	*OCR*
0 - 1	0,7	2,43
1 – 1,8	0,7 – 0,5	2,43 - 1
1,8 - 6	0,5	1

Quadro 3 – Características do **jet grouting**.

	E (MPa)	υ	γ (kN/m³)
Jet grouting	150	0,2	22

Por se tratar de uma técnica relativamente recente e em virtude das particularidades da própria técnica, caracterizada pela mistura parcial de calda de cimento com o solo, e cujas características mecânicas são de difícil determinação, os valores das propriedades do *jet grouting* disponíveis na bibliografia da especialidade são escassos e caracterizam-se por uma grande dispersão, especialmente no que se refere ao módulo de deformabilidade. O módulo de deformabilidade adoptado foi o referido por Jaritngam (2003), para as colunas de *jet grouting* construídas para reforço de um solo argiloso mole de fundação, durante a construção de uma estrada na Tailândia.

3 – ANÁLISE DOS RESULTADOS

3.1 – Preâmbulo

A construção do aterro provoca alterações nos estados de tensão efectiva e de pressão neutra do solo mole de fundação. Como a permeabilidade do solo é baixa e o período de construção curto, o carregamento é efectuado em condições praticamente não drenadas. Este carregamento introduz no solo argiloso excessos de pressão neutra. No período pós-construção, as variações dos estados de tensão e de deformação passam a estar totalmente associadas à dissipação dos gradientes de pressões neutras (estabelecidos durante a construção) com a consequente prossecução no tempo do escoamento do fluido até à reaquisição final das condições hidrostáticas de equilíbrio (Borges, 1995).

Para ilustrar o comportamento da obra ao longo de todo o processo (desde o início da construção até ao final da consolidação) são apresentadas resultados relativos aos deslocamentos (malhas deformadas e assentamentos), aos estados de tensão (excessos de pressão neutra, tensões efectivas verticais, cruzetas de tensões principais efectivas e níveis de tensão) e às grandezas interpretativas do mecanismo de efeito de arco e de eficiência do sistema de reforço (factor de concentração de tensões e coeficientes de efeito de arco, eficácia do sistema e redução de assentamentos) em diversas fases do período construtivo e pós-construtivo.

3.2 – Deslocamentos

Na Figura 4 são apresentadas as configurações das deformadas, ampliadas de um factor de 5, ao fim de 2 semanas (final da construção), de 70 semanas, 2,6 anos e 14,7 anos (final da consolidação).

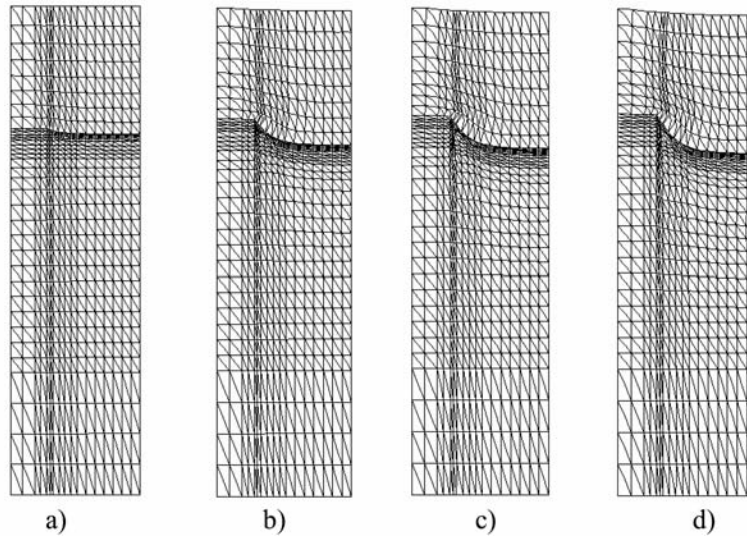


Fig. 4 – Configuração das deformadas ao fim de: a) 2 semanas (final da construção); b) 70 semanas; c) 2,6 anos; d) 14,7 anos

A Figura 5 apresenta as evoluções temporais dos assentamentos médios na coluna de *jet grouting* e no solo mole envolvente, e do assentamento médio do conjunto coluna-solo, na base do aterro (z=0m). Estes assentamentos médios são calculados tendo em conta os valores dos assentamentos nos pontos nodais, multiplicados pelas respectivas áreas de influência ("coroas" circulares) na célula unitária. Portanto, os assentamentos dos nós mais afastados do eixo de simetria contribuem mais, na média ponderada pelas áreas, para o valor do assentamento médio (os raios da "coroa" circular são maiores).

A zona onde se observa uma maior deformação da malha é na vizinhança da interface entre a coluna e o solo, na zona superior do solo de fundação, onde se visualiza a grande deformação do geossintético, devido à diferença de rigidez entre solo e coluna (Figura 4).

Os assentamentos começam na fase de construção e aumentam à medida que decorre o processo de consolidação, sendo maiores no solo do que na coluna de jet grouting, como seria de esperar. No final da consolidação, os assentamentos médios apresentam os valores de 1,75cm para a coluna e 12,32cm no solo, o que representa um assentamento diferencial médio de 10,6cm. Nas primeiras 7 semanas após a construção do aterro estar concluída, ocorreram já cerca de 30% do assentamento

total na coluna e 37% do assentamento total do solo. Aproximadamente 1 ano após a construção processaram-se 70% dos assentamentos totais na coluna e no solo mole.

A observação da Figura 5b permite concluir que o assentamento do solo ao ser muito superior ao da coluna influencia de uma forma determinante o assentamento médio da célula unitária. Desta forma, a variação do assentamento médio ao longo do tempo acaba por não ser a grandeza mais explícita da evolução do comportamento do solo ao longo de todo o processo de consolidação.

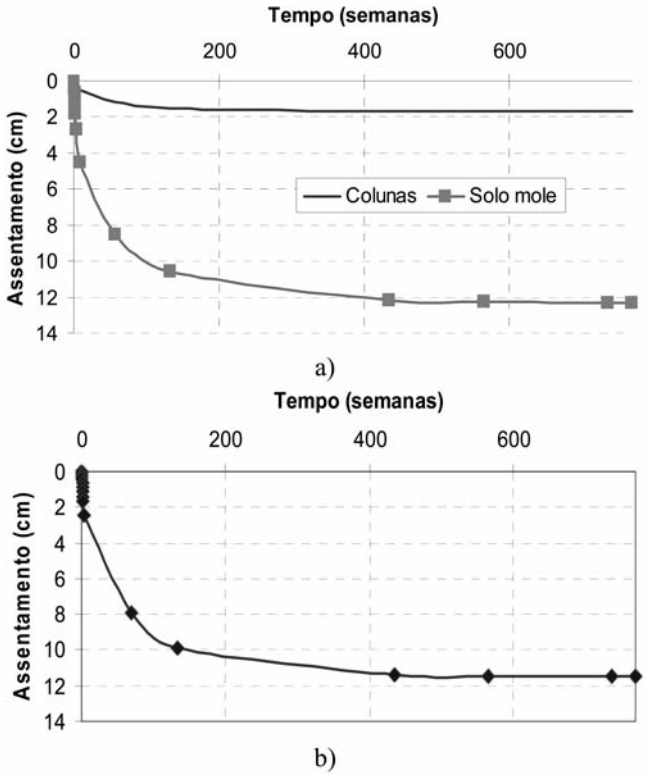


Fig. 5 – a) Evolução temporal : a) do assentamento médio na coluna de jet grouting e no solo, na base do aterro; b) assentamento médio do conjunto coluna-solo, na base do aterro.

Apresenta-se na Figura 6 os assentamentos na base do aterro em função da distância radial ao eixo da coluna, durante e após a construção do aterro. Verifica-se, durante a construção, que os as - sentamentos começam logo após a colocação da primeira camada de aterro de 0,25m de espessura. A meio vão entre as colunas, atinge-se no final da segunda semana cerca de 15% do assentamento máximo. No perído pós-construção (Figura 6b), verifica-se que, a partir da semana 134, ou seja 2,6 anos após o carregamento, grande parte dos assentamentos já se processaram. Verifica-se ainda que ao fim de 4,3 anos (435 semanas) já se processou cerca de 99% do assentamento médio total. Como se verá mais à frente, o processo de consolidação é mais rápido que no mesmo problema não reforçado (sem colunas e sem geossintético).

A Figura 7 mostra, para além da evolução no tempo dos assentamentos no centro da coluna (x=0) e na periferia da célula (x=2,15m), ou seja, a meio vão entre as colunas, onde se verifica o assentamento máximo, a evolução do assentamento diferencial entre estes dois pontos. O assentamento máximo do solo toma o valor de 13,8cm. O assentamento mínimo no centro da coluna é de 1,6 cm. O assentamento diferencial máximo é, desta forma, 12,2 cm.

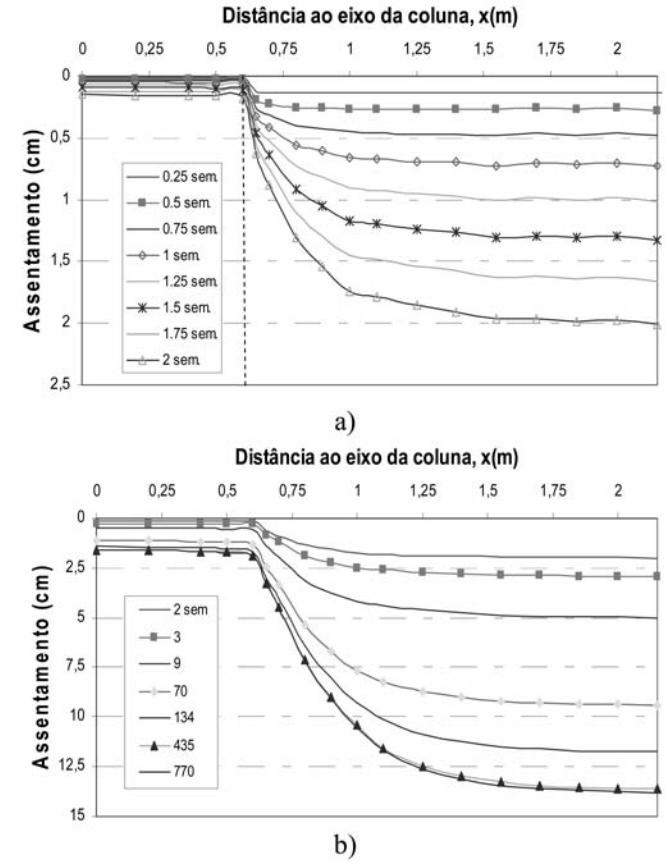


Fig. 6 – Assentamento na base do aterro (z=0): a) durante a construção; b) no período pós-construtivo.

pós-construtivo.

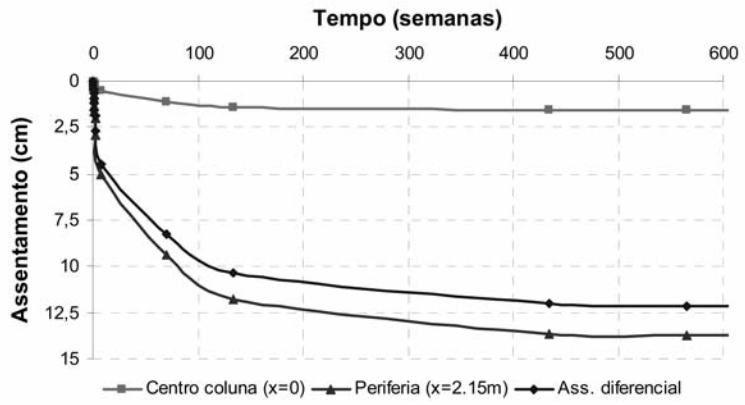


Fig. 7 – Evolução temporal do assentamento no centro da coluna (x=0), na periferia da célula (x=2,15m) e do assentamento diferencial entre eles, na base do aterro (z=0).

A Figura 8 ilustra a evolução dos assentamentos à superfície do aterro ao longo de todo o processo de consolidação.

O exame da figura sugere os seguintes comentários: (i) o assentamento máximo à superfície do aterro sobre o solo mole é de 10,7cm, atingido ao fim de 443 semanas (8,4 anos); (ii) o assentamento máximo sobre a coluna de jet grouting é de 9,6cm, ao fim de 443 semanas; (iii) o assentamento diferencial máximo à superfície do aterro é de 1,3cm. O assentamento diferencial estabiliza a partir da 320ª semana (aproximadamente 6,2 anos).

Destes resultados, merece ser especialmente realçado o muito pequeno valor do assentamento diferencial à superfície do aterro (1,3cm), quando comparado com o assentamento diferencial na base do mesmo (12,2cm). Este facto, muito importante para a análise dos efeitos sobre eventuais obras executadas na plataforma do aterro, é justificado pelo processo de transferência de cargas no corpo do aterro, que mais à frente se analisa.

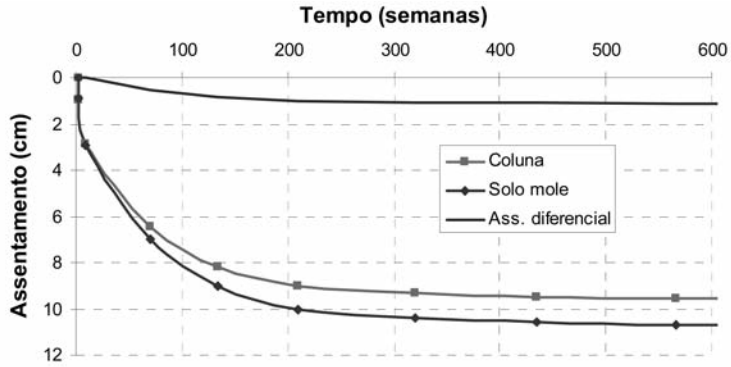


Fig. 8 – Evolução ao longo do tempo dos assentamentos máximos à superfície do aterro (z=-2m), sobre a coluna (x=0) e sobre o solo (x=2,15m), e assentamento diferencial entre a coluna e o solo.

3.3 – Tensões

Os excessos de pressão neutra, em consequência do carregamento em condições praticamente não drenadas, aumentam durante a construção do aterro e atingem o valor máximo no final da segunda semana, correspondente ao final da construção. A evolução dos excessos de pressão neutra durante o período construtivo é representada na Figura 9. No final da construção o valor máximo é de 41kPa, muito próximo do correspondente ao peso dos 2,0 m de aterro (40kPa).

A observação da Figura 9 permite identificar a fronteira drenante na base do aterro. Nas proximidades da fronteira os excessos de pressão neutra dissipam-se, naturalmente, mais rapidamente que no solo mais distante. É possível verificar que até aproximadamente 0,5m sob a fronteira drenante a consolidação se processa mais depressa que no solo subjacente.

Na Figura 10 é apresentada a evolução dos excessos de pressão neutra no período pós-construção.

Após o máximo atingido com a conclusão da construção do aterro, os excessos de pressão neutra dissipam-se ao longo do tempo até que ao fim de 566 semanas (aproximadamente 11 anos) não se observam alterações dos excessos de pressão neutra. Ao fim de 28 semanas já se dissipou perto de metade do excesso de pressão neutra máximo introduzido com a construção do aterro.

A dissipação dos excessos de pressão neutra é acompanhada pelo aumento das tensões efectivas (Figura 11), principalmente na coluna de *jet grouting* (neste material as tensões efectivas coincidem, naturalmente, com as tensões totais, uma vez que se trata de um material "impermeável", como referido no ponto 2).

A partir da semana 3, ou seja, uma semana após a conclusão do aterro, verifica-se que há uma concentração de tensões na coluna. Pela observação da Figura 11 constata-se também que o ponto de encontro do geossintético na coluna é um ponto de grande concentração de tensões, o que é natural pois trata-se um ponto "singular" de transferência de carga (quer do geossintético para a coluna, quer do aterro para a coluna por efeito de arco).

Nas Figuras 12, 13 e 14 apresentam-se os incrementos de tensão efectiva vertical (σ'y), em função da distância ao eixo da coluna para as profundidades z=0m (base do aterro), z=0,5m e z=1,0m, respectivamente. São analisadas as variações para diversos instantes de tempo tanto no período de construção, como no período pós-construtivo.

Os incrementos de tensão efectiva vertical são muito elevados na coluna de jet grouting e apresentam valores bastante inferiores no solo argiloso, o que vai de encontro ao que se pretende com a introdução desta técnica de reforço, isto é, aliviar o solo das tensões introduzidas pelo aterro.

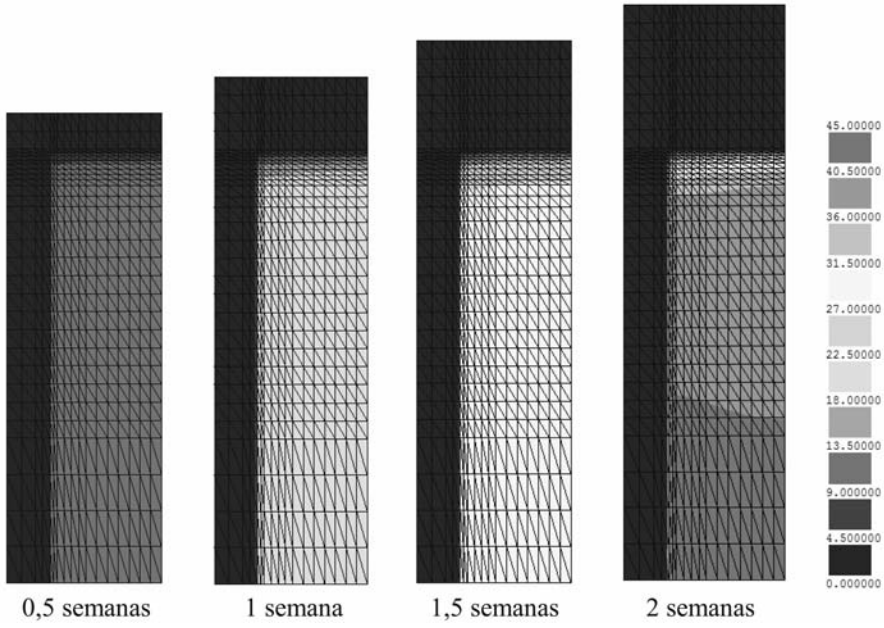


Fig. 9 – Excessos de pressão neutra durante a construção.

Observa-se que os incrementos de tensão efectiva vertical na coluna não são uniformes, sendo maiores nas extremidades da coluna do que no centro. Este efeito é apreciável a partir da segunda semana, quando a construção do aterro está concluída. Abdullah (2006) constatou o mesmo efeito na coluna, nos seus trabalhos com colunas de geopier reforçadas com geossintético. A parte externa da coluna é a que recepciona o geossintético e a carga por ele transmitida e é também nessa zona que se desenvolvem tensões de corte muito expressivas, por efeito de arco, no aterro, que transmitem as cargas à coluna.

Os incrementos de tensão efectiva no solo mantêm-se praticamente uniformes ao longo de toda a distância radial, excepto na base do aterro em que se observa um acréscimo da tensão no solo na zona próxima da coluna, em consequência do efeito de arco nessa zona.

Na Figura 15 é mostrada a evolução da tensão tangencial, τ, na interface coluna-solo (x=0,6m). O sinal de τ é positivo quando o solo exerce sobre a coluna uma acção descendente e negativo na situação inversa.

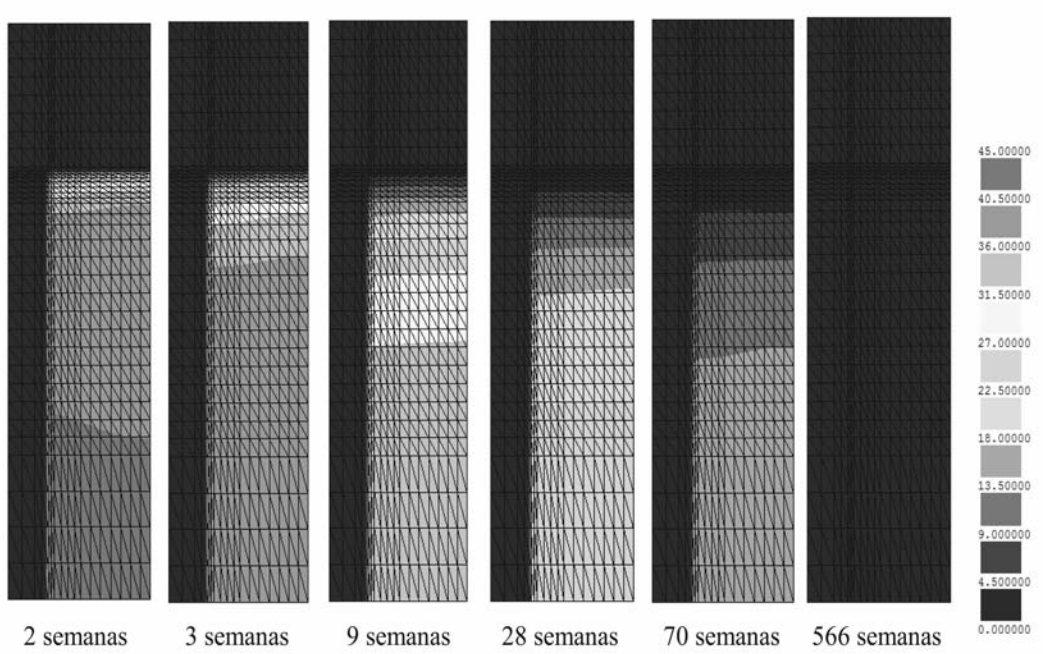


Fig. 10 – Excessos de pressão neutra após a construção (kPa).

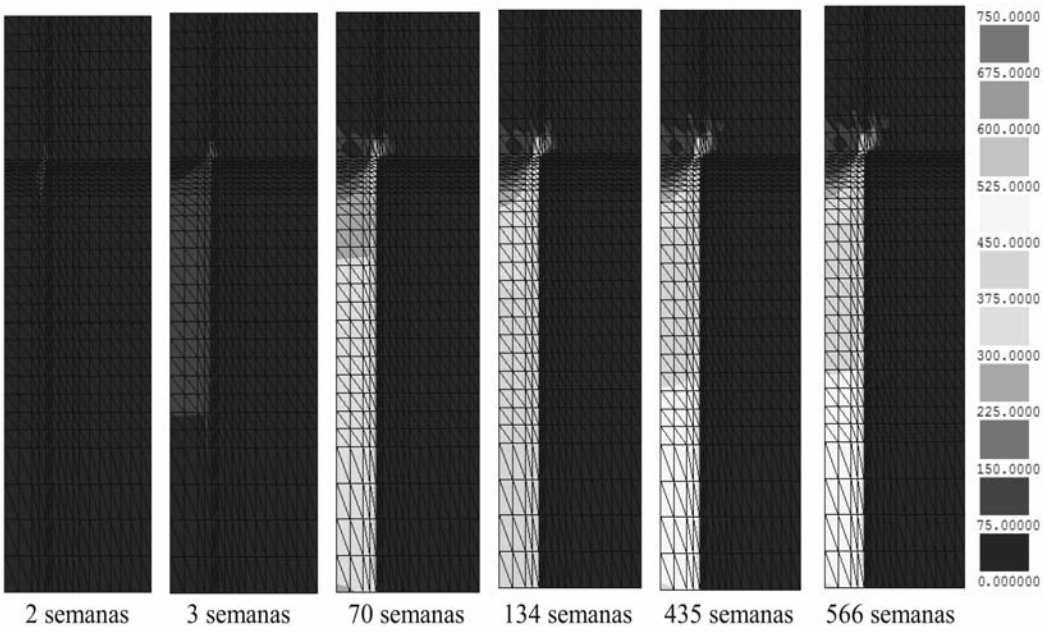


Fig. 11 – Acréscimos de tensão efectiva vertical, σ'_v, ao longo do período de consolidação (kPa).

A análise da figura sugere vários comentários. As tensões tangenciais tomam valores muito elevados até aproximadamente 0,5m de profundidade. O solo sob o geossintético tende a assentar muito mais que a coluna, introduzindo desse modo tensões de corte positivas que incrementam a carga suportada pela coluna (efeito de arco, no solo mole).

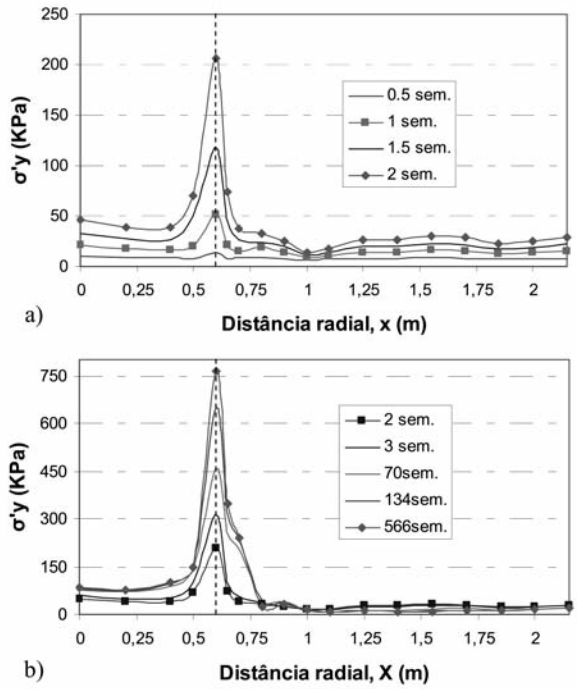


Fig. 12 – Incrementos de tensão efectiva vertical na base do aterro (z=0m), durante: a) a construção do aterro; b) após a construção do aterro.

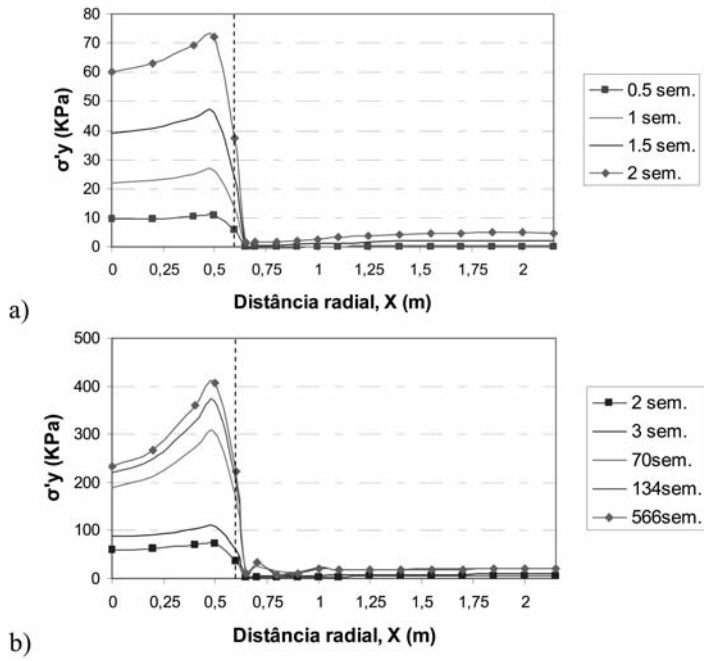


Fig. 13 – Incrementos de tensão efectiva vertical à profundidade de 0,5m, durante: a) a construção do aterro; b) após a construção do aterro.

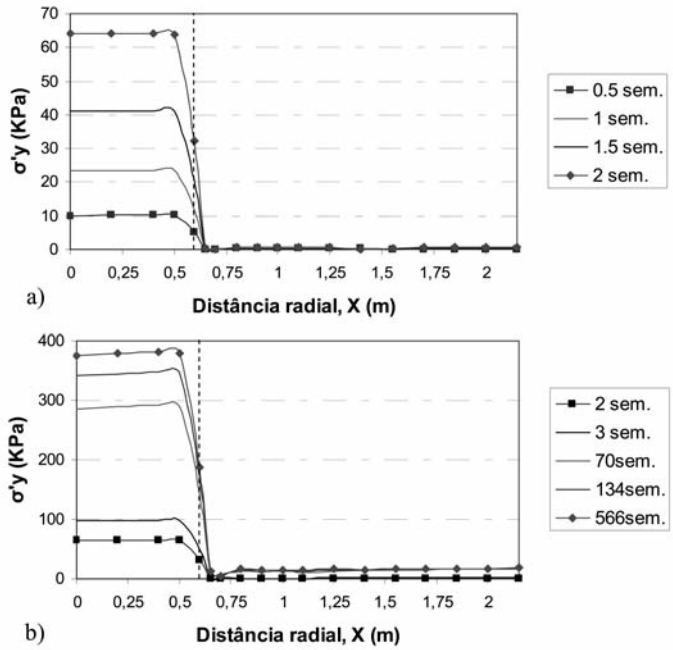


Fig. 14 – Incrementos de tensão efectiva vertical a uma profundidade de 1,0m: a) durante a construção do aterro; b) após a construção

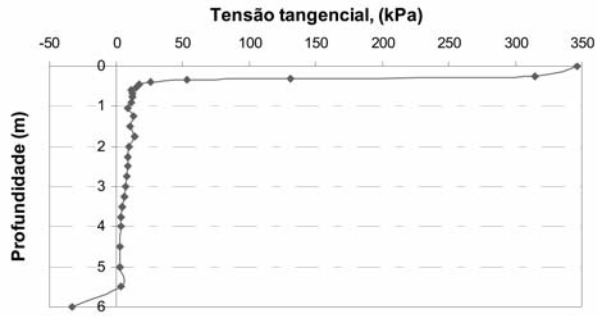


Fig. 15 – Evolução da tensão tangencial ao longo da interface coluna-solo, no final da consolidação.

A partir da profundidade de 0,5m, o efeito das tensões tangenciais dilui-se, apresentando desde 0,5m até 5,5m valores perto de 10kPa. Do mesmo modo, embora com valores menos expressivos, o solo tende a assentar e "apoia-se" na coluna, transmitindo-lhe tensões por efeito de arco. Este efeito aumenta as tensões verticais na coluna, reduzindo-as no solo mole.

Para profundidades superiores a 5,5m, verifica-se uma inversão do sentido das tensões tangen - ciais, ou seja, a coluna exerce sobre o solo uma acção descendente.

O fenómeno de concentração de tensões verticais pode ser avaliado pelo factor de concentra - ção de tensões. Este factor é definido pela relação:

$$FC = \frac{\Delta\sigma'_{v(col)}}{\Delta\sigma'_{v(solo)}} \quad (1)$$

em que $\Delta\sigma'_{v(col)}$ é $\Delta\sigma'_{v(solo)}$ representam, respectivamente, os acréscimos médios da tensão vertical efectiva na coluna e no solo (os valores médios são obtidos considerando a ponderação das áreas correspondentes – "coroas" circulares – na célula unitária).

Quanto maior for o factor de concentração de tensões, maior é a tensão transferida para as colunas. O valor do FC aumenta em profundidade, partindo de um valor de 7,2 à superfície até 53,4, à profundidade de 6m (Figura 16a).

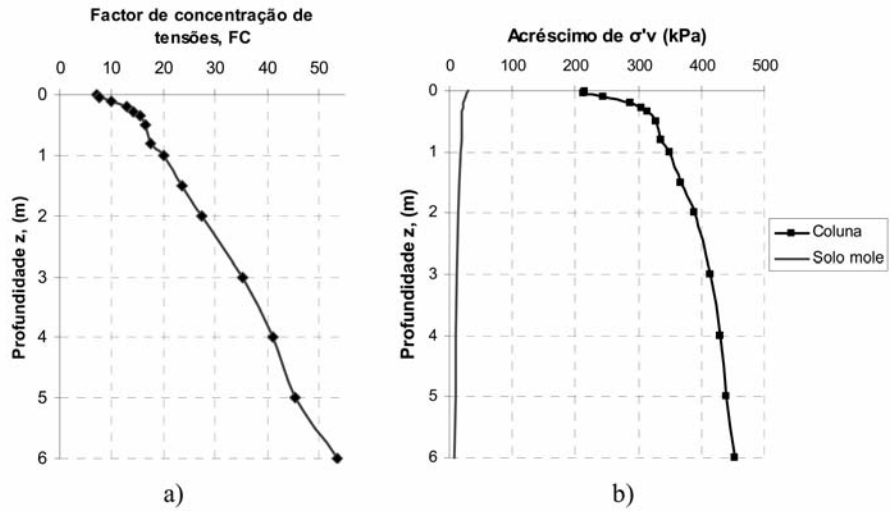


Fig. 16 – a) Factor de concentração de tensões em profundidade, no final da consolidação; b) acréscimos de tensão efectiva vertical na coluna e no solo em profundidade, no final da consolidação.

O gráfico da Figura 16a parece apresentar duas fases distintas em profundidade. O factor de concentração de tensões aumenta rapidamente até à profundidade de 1m, para a qual FC toma o valor de aproximadamente 20. A partir de 1m de profundidade, FC aumenta praticamente de uma forma linear em profundidade.

Para se tentar perceber melhor a variação do FC em profundidade apresenta-se na Figura 16b os diagramas dos acréscimos médios da tensão vertical efectiva no solo e na coluna.

Verifica-se que há um crescimento rápido do acréscimo da tensão vertical na coluna até 1 metro de profundidade. A tensão vertical na coluna aumenta em profundidade e diminui no solo, devido às tensões de corte, por efeito de arco, na interface solo-coluna (dirigidas para baixo sobre a coluna, e dirigidas para cima no solo). Esta diminuição de tensão efectiva vertical no solo mole, aliada aos baixos valores que apresenta e ao aumento na coluna, leva a que FC apresente valores muito elevados e crescentes em profundidade.

Na Figura 17 é apresentada a evolução do FC em profundidade no final da construção (2 semanas), ao fim de 28 semanas, 70 semanas, 134 semanas e no final da consolidação (770 semanas). Ao fim de 2 semanas o factor de concentração de tensões apresenta valores muito elevados a partir da profundidade de 1m. Este crescimento muito pronunciado em profundidade justifica-se fundamentalmente pelo facto de o solo no final da construção ainda não ter consolidado abaixo da profundidade de 1m, pelo que apresenta valores de incrementos de tensão efectiva vertical muito baixos, que no papel de divisor no cálculo de FC torna este parâmetro muito elevado.

Na Figura 18 mostra-se a evolução de FC na base do aterro ao longo do tempo. O factor de concentração de tensões cresce à medida que decorre o processo de consolidação, em virtude do

aumento dos incrementos de tensão efectiva vertical na coluna de *jet grouting* muito superiores ao aumento dos incrementos de tensão efectiva vertical no solo mole. O valor do FC estabiliza a partir da semana 435, na qual toma um valor muito próximo de 7, que apresenta no final da consolidação.

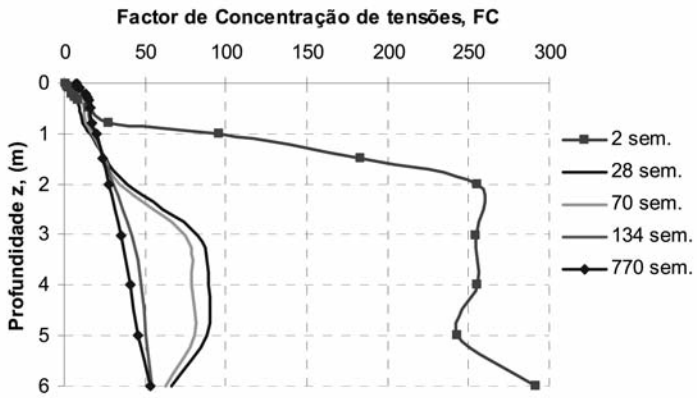


Fig. 17 – Evolução do factor de concentração de tensões em profundidade, no período pós-construtivo.

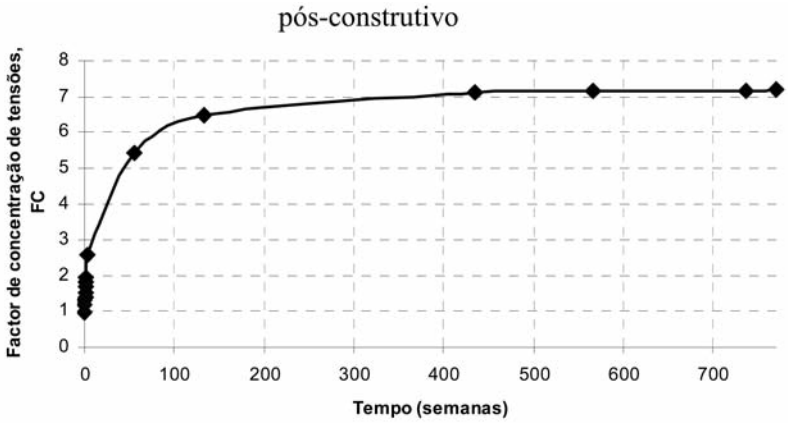


Fig. 18 – Evolução ao longo do tempo do factor de concentração de tensões para a base do aterro.

A noção de nível de tensão, *SL (stress level),* permite quantificar no solo a proximidade do estado de tensão em relação à situação de estado crítico, sendo definido da seguinte maneira:

$$SL = \frac{q}{M \cdot p} \tag{2}$$

em que *p* é a tensão média efectiva, q a tensão de desvio e M o declive da linha de estados críticos no referencial *p-q*. Em solos normalmente consolidados ou ligeiramente sobreconsolidados, como no caso presente, este parâmetro varia entre 0 e 1, sendo 1 o valor correspondente ao estado crítico. Nas Figuras 19 e 20 ilustram-se, através de mapas de colorações, os níveis de tensão mobilizados respectivamente durante a construção do aterro e no período pós-construtivo.

A análise destas figuras permite destacar vários aspectos. Identifica-se uma zona do solo em estado crítico logo após a colocação da primeira camada de aterro. Este facto prende-se com o au - mento da tensão de desvio associado às distorções nessa zona (assentamentos não uniformes).

Na segunda e terceira semanas verifica-se que o solo em estado crítico se encontra a uma cota inferior relativamente à semana inicial, aproximadamente a 0,4-0,5m de profundidade na segunda semana e a 0,65m na terceira semana. Este rebaixamento deve-se à existência da fronteira drenante na base do aterro que permite a dissipação dos excessos de pressão neutra do solo mais próximo da superfície, que consolida (aumento da tensão média efectiva, diminuindo SL).

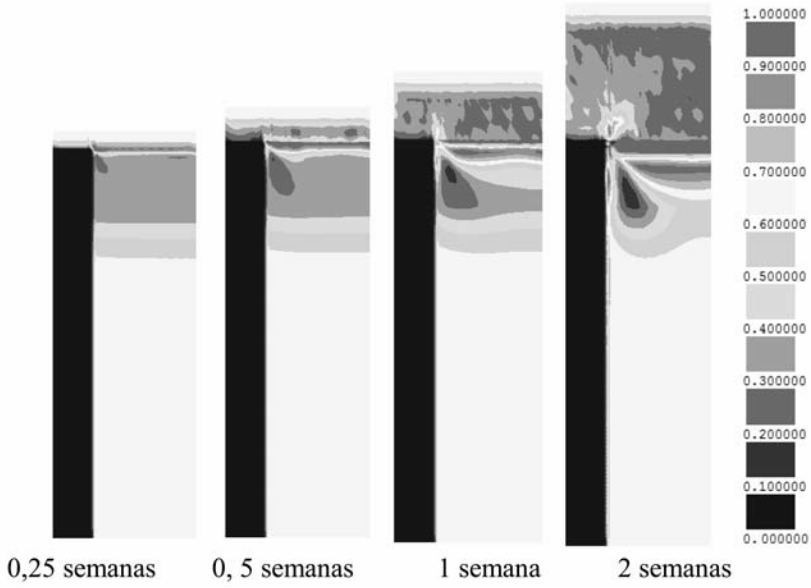


Fig. 19 – Níveis de tensão durante a construção do aterro.

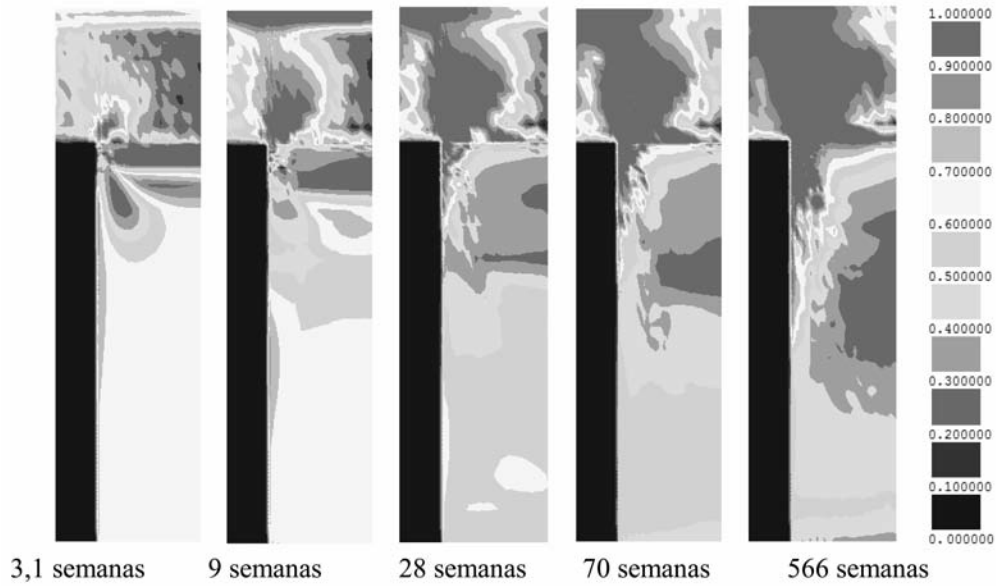


Fig. 20 – Níveis de tensão após a construção do aterro.

Na primeira semana verifica-se que na ligação do geossintético à coluna se começa a notar uma zona do material de aterro em estado crítico. Esta é a zona de ligação entre os quatro elementos diferentes, solo mole, geossintético, coluna de *jet grouting* e material de aterro e é o ponto mais crítico de toda a célula unitária.

Com o assentamento do solo entre colunas, há lugar à formação do mecanismo de efeito de arco e, consequentemente, ao desenvolvimento de tensões de corte no material de aterro. O desenvolvimento desse mecanismo é perceptível através dos mapas de colorações dos níveis de tensão (Figura 20). O desenvolvimento de tensões de corte no corpo do aterro é acompanhado por níveis de tensão críticos.

A partir da semana 28 o solo na interface solo argiloso-coluna, até à profundidade de 1,5m, está em estado crítico em consequência do desenvolvimento de tensões de corte na interface solo mole-coluna por materialização do efeito de arco no solo de fundação. De acordo com o que foi referido relativamente às tensões tangenciais na interface (Figura15), o solo mole tende a assentar e "apoia-se" na coluna, transmitindo-lhe tensões. A partir de 3 m da base do aterro verifica-se uma diminuição das tensões tangenciais na interface e é possível verificar que o solo nessa zona não atinge o estado crítico.

O efeito de arco que se materializa no solo e no aterro é perceptível através das cruzetas de tensões efectivas para o final da consolidação (Figura 21). Verifica-se grande concentração de tensões no ponto de encontro dos materiais de aterro, coluna de jet grouting, geossintético e solo mole. Nesta zona materializa-se em grande parte a transferência de carga do aterro para a coluna por efeito de arco e por "entrega" da força do geossintético.

É visível a existência de concentrações de tensões na interface coluna-solo mole, o que está de acordo com o diagrama de tensões tangenciais nesta interface. Observa-se ainda a inversão da orientação das cruzetas de tensão no solo mole junto à extremidade inferior da coluna de *jet grouting,* o que vai também de encontro ao comportamento das tensões tangenciais nesta zona (Figura15).

O coeficiente de efeito de arco é definido como a razão entre a tensão vertical sobre o geossintético, t, e a tensão vertical devida à carga do aterro:

$$p = t/\gamma H \tag{3}$$

em que γ e H representam o peso volúmico e a altura do aterro, respectivamente. Portanto, este coeficiente é tanto menor (tendendo, no limite, para zero) quanto maior for o efeito de arco na massa do aterro, transmitindo a carga para o topo das colunas.

Importa, no entanto, referir que, na realidade, as tensões verticais sobre o geossintético não são uniformes (ver Figura 12). Na expressão 3 considerou-se t como a tensão média sobre o geossintético ponderada pelas respectivas áreas de influência na célula unitária ("coroas" circulares), e não a tensão média na direcção radial. Com esta opção, o valor ρ corresponde pois à percentagem de carga que está instalada sobre o geossintético e que não foi transmitida, por efeito de arco, no corpo do aterro, para o topo as colunas. É assim a opção mais adequada quando o objectivo pretendido é analisar este mecanismo de transferência de carga.

Considerando então t como a tensão vertical média ponderada pelas respectivas áreas de influência, são apresentadas nas Figura 22, as evoluções do coeficiente de efeito de arco no período construtivo e no período pós-construção, respectivamente.

É possível constatar que o coeficiente de efeito de arco diminui, ou seja, que a percentagem de carga transmitida para as colunas por efeito de arco no corpo do aterro aumenta, quer na fase de carregamento, quer após a construção. No final da construção apenas 35% da carga é transferida para as colunas no corpo do aterro. Ao longo do tempo, o assentamento diferencial na base do aterro, que está na origem da mobilização do efeito de arco no aterro, faz com que a carga seja progressivamente transferida para as colunas, aliviando o geossintético, o que se reflecte num valor do coeficiente de efeito de arco mais baixo.

A força de tracção desenvolvida no geossintético em função da distância ao centro da coluna, no final da consolidação, é apresentada na Figura 23. A força de tracção no geossintético não é constante ao longo de toda a distância radial, apresentando um valor máximo de 50,8 kN/m.

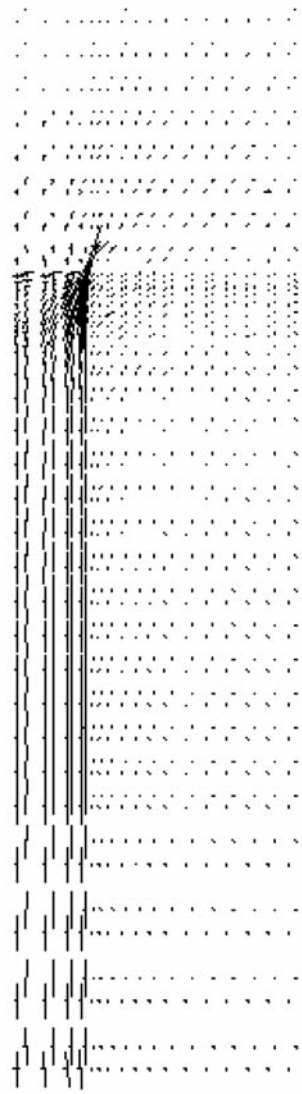


Fig. 21 – Cruzetas de tensões efectivas no final da consolidação.

Para avaliar a eficiência do sistema de reforço com as colunas de *jet grouting* encabeçadas por geossintético neste estudo, foi definido um parâmetro que avalia a percentagem da carga total do aterro que é transmitida para as colunas. Este parâmetro, que aqui se designa por coeficiente de eficácia do sistema de reforço, é definido por:

$$f = \frac{Q_c}{Q_t} \tag{4}$$

em que Q_c representa a carga suportada por uma coluna e Q_t a carga total do aterro na célula unitária.

O cálculo de Q_c é feito a partir da determinação do assentamento médio, ΔL, da extremidade superior da coluna. Este assentamento médio corresponde à média ponderada, pelas respectivas áreas de influência na célula unitária ("coroas" circulares), dos assentamentos nos pontos nodais correspondentes. Dado o comportamento elástico linear do material da coluna, conhecido ΔL, ob - tém-se Q_c aplicando sucessivamente as seguintes expressões:

$$\varepsilon_{m(coluna)} = \frac{\Delta L}{L} \tag{5}$$

$$\sigma_{(coluna)} = E \cdot \varepsilon_{m(coluna)} \tag{6}$$

$$Q_c = \sigma_{(coluna)} \cdot A_{(coluna)} \tag{7}$$

em que $\varepsilon_{m(coluna)}$ é a extensão média, L o comprimento da coluna, $\sigma_{(coluna)}$ o acréscimo de tensão médio sobre a coluna, E o módulo de elasticidade da coluna e $A_{(coluna)}$ a área da coluna.

A carga total do aterro na célula unitária é:

$$Qt = \gamma H \cdot A_{(célula-unitária)} \tag{8}$$

em que γ e H são respectivamente o peso volúmico do material de aterro e a altura do aterro e $A_{(célula\ unitária)}$ a área da célula unitária.

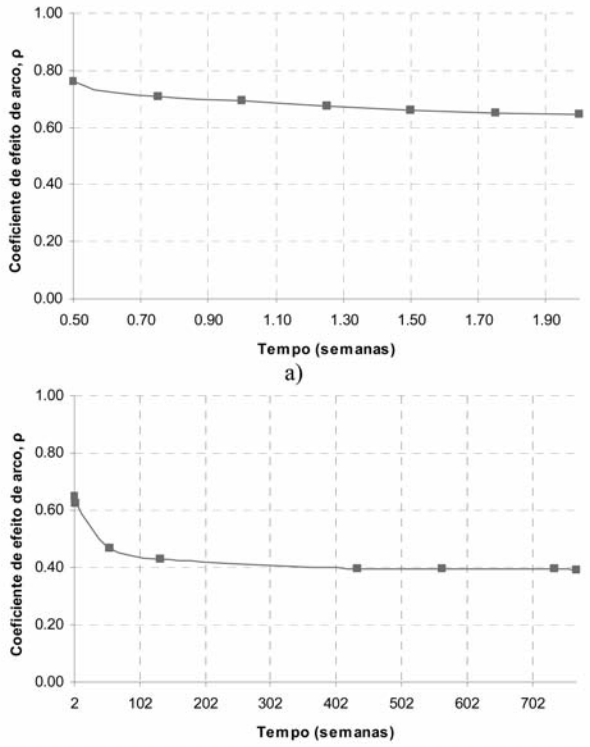


Fig. 22 – Evolução no tempo do coeficiente de efeito de arco: a) durante a construção; b) após a construção.

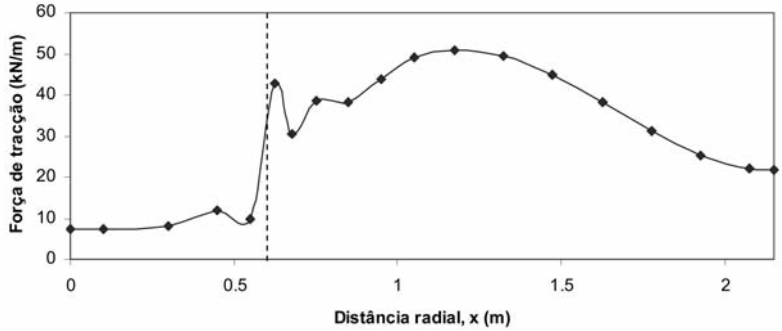


Fig. 23 – Força de tracção no geossintético no final da consolidação, em função da distância radial.

A evolução deste parâmetro durante e após a construção é apresentada na Figura 24. É possível constatar que a percentagem de carga transmitida para as colunas aumenta quer na fase de carregamento quer após a construção. No final da construção apenas 8% da carga total é suportada pelas colunas. Nesta fase, grande parte da carga está pois aplicada no fluido intersticial (excessos de pressão neutra). Só com a consolidação é que o processo de transmissão de carga para a coluna continua. A partir da semana 400 mais de 80% da carga introduzida pelo aterro é suportada pelas colunas de *jet grouting*. No final da consolidação este coeficiente atinge o valor de 0,85, valor suficientemente próximo do valor teórico óptimo, 1 (correspondente à situação em que toda a carga do aterro seria suportada pelas colunas).

Note-se que o coeficiente f tem em conta, globalmente, os três mecanismos de transferência de carga para a coluna: por efeito de arco na massa do aterro; por transferência de carga do geossintético para a coluna; por efeito de arco, abaixo do aterro, no solo mole (tensões tangenciais de atrito na superfície lateral da coluna).

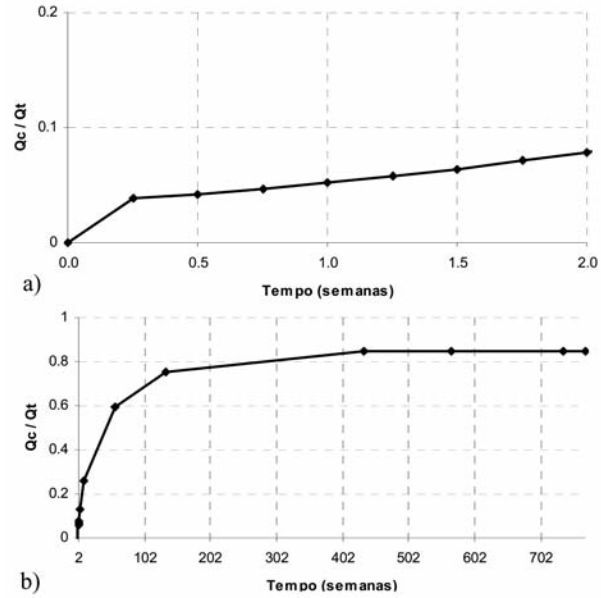


Fig. 24 – Evolução no tempo do coeficiente de eficácia do sistema de reforço:
a) durante a construção; b) após a construção

3.4 – Assentamentos. Comparação com o problema não reforçado

O coeficiente de redução de assentamentos é definido como a relação entre os assentamentos na base do aterro do problema reforçado e do problema não-reforçado (sem colunas e sem geossintético). Para avaliar este coeficiente modelou-se também o problema não-reforçado. Apresenta-se na Figura 25 a evolução do assentamento médio na base do aterro para ambas as situações.

Constata-se que pela introdução do reforço com colunas de *jet grouting* encabeçadas pelo geossintético, há uma diminuição do assentamento médio final de 41,0 cm para 11,5 cm, que corresponde a uma redução de 72%. O coeficiente de redução de assentamentos (CRA) é de 0,28. O factor de melhoramento, n, definido como o inverso de CRA, é 3,56.

Analisando ainda a Figura 25, nota-se que a evolução no tempo dos assentamentos (consolidação) é bastante mais rápida no problema reforçado que no problema sem colunas e sem geossintético. Enquanto que, no primeiro, o assentamento final é atingido por volta da semana 440, no último só o é por volta da semana 1250.

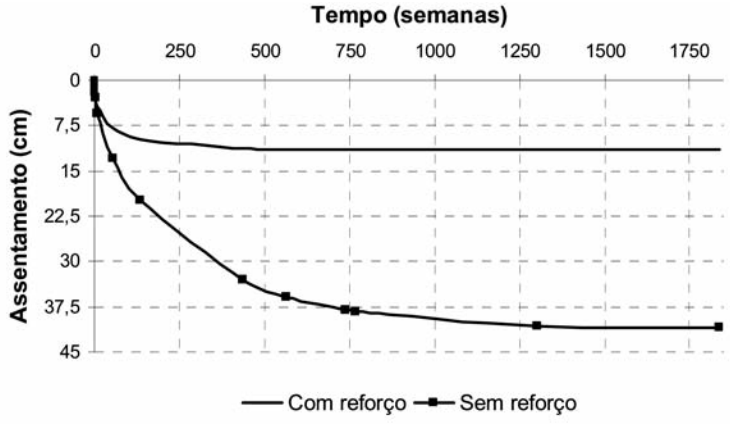


Fig. 25 – Assentamentos médios na base do aterro ao longo do tempo para situações com e sem reforço.

4 – CONCLUSÕES

Utilizando o conceito de célula unitária, analisou-se o comportamento de um aterro sobre solos moles reforçados com colunas de jet grouting encabeçadas por geossintético funcionando como membrana, através da aplicação dum modelo numérico baseado no método de elementos finitos. Da análise dos resultados, várias conclusões podem ser destacadas.

(1) A carga materializada pela construção do aterro é transmitida para as colunas essencial - mente através de três mecanismos: efeito de arco no corpo do aterro; transferência de carga através do geosintético; efeito de arco no solo de fundação.

(2) A redistribuição de tensões no sistema influencia a distribuição dos excessos de pressão neutra no solo mole e, consequentemente, os estados de tensão efectiva. No final da consolidação, os acréscimos de tensão vertical no solo de fundação são consideravelmente inferiores aos que se encontrariam instalados num sistema não reforçado. Esta parcela de acréscimo de tensão vertical é devida à parcela de carga do aterro que não é transferida para as colunas.

(3) A técnica de reforço com colunas de *jet grouting* encabeçadas por geossintético em solos moles, sob acção de um carregamento exterior, reduz claramente os assentamentos na base do aterro.

(4) A distribuição de tensões na coluna não é uniforme. A tensão vertical é maior na periferia da coluna do que no centro, principalmente na zona superior, junto à superfície.

(5) As tensões verticais sobre o geossintético não são uniformes.

(6) O factor de concentração de tensões não é constante em profundidade, fruto dos acréscimos da tensão vertical crescentes na coluna e dos valores sucessivamente mais baixos dos acréscimos da tensão efectiva no solo mole, o que leva a que este factor apresente valores muito elevados e crescentes em profundidade.

9 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Abdullah, C. H. (2006) *Evaluation of Load Transfer Platforms and Their Design Methods for Embankments Supported on Geopiers.* Dissertação de Doutoramento, University of Wisconsin.

Borges, J. L. (1995) *Aterros sobre Solos Moles Reforçados com Geossintéticos. Análise e Dimensionamento.* Dissertação de Doutoramento, Faculdade de Engenharia, Porto.

Borges, J. L.; Cardoso, A. S. (1998) *Simulação numérica do modelo de estados críticos (p,q,θ) em aterros sobre solos moles.* Revista Geotecnia, nº 84, pp. 39-63.

Borges, J. L.; Cardoso, A. S. (2000) *Simulação numérica dos processos de consolidação em aterros sobre solos moles.* Revista Geotecnia, nº 89, pp. 57-75.

Britto, A. M.; Gunn, M. J. (1987) *Critical State Soil Mechanics via Finite Elements.* Ellis Horwood Limited, England.

Gangakhedkar, R. (2004) *Geosynthetic Reinforced Pile Supported Embankments.* Dissertação de Mestrado. University of Florida.

Han, J. (1999) *Design and Construction of Embankments on Geosynthetic Reinforced Platforms Supported by Piles.* ASCE/PaDOT Geotechnical Seminar, 1999, Hershey.

Han, J., Gabr, M. A. (2002) *Numerical Analysis of Geosynthetic-Reinforced and Pile-Supported Earth Platforms over soft soil.* Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 128(1), pp. 44-53, ASCE.

Jaritngam, S. (2003) *Design Concept of Soil Improvement for Road construction on soft clay*. Proceedings of the Eastern Asia Society for Transportation Studies, Vol. 4, pp. 313-322.

Lewis, R. W.; Schrefler, B. A. (1987) *The Finite Element Method in the Deformation and Consolidation of Porous Media.* John Wiley and Sons, Inc., New York.

Marques, D.O. (2008) *Reforço de Solos de Fundação com Colunas de Jet Grouting Encabeçadas por Geossintéticos.* Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, FEUP.

Rao, K. N. (2006) *Numerical Modeling and Analysis of Pile Supported Embankments.* Dissertação de Mestrado. University of Texas at Arlington.

RESÍDUO DO PROCESSO DE RECICLAGEM DE PAPEL COMO MATERIAL ALTERNATIVO PARA APLICAÇÕES EM GEOTECNIA AMBIENTAL

Paper by-product as an alternative material for geo-environmental applications

Fernando Antônio Medeiros Marinho*
Alexandre Cabral**
Cláudia Echevenguá Teixeira***
Paula Fernanda Teixeira****

RESUMO – Para fabricar papel a partir de aparas é preciso separar as fibras secundárias de celulose dos agregados e contaminantes do papel. Devido às limitações do processo, até 30 % das fibras são perdidas na forma de resíduo, sobretudo na etapa de remoção da tinta. O resíduo de papel, que por suas características é também chamado de material argilo-fibroso, é composto principalmente por fibras de celulose, argila e calcita. Este resíduo vem sendo estudado como material geotécnico alternativo e vários projetos foram executados, incluindo projetos de larga escala no campo. Este trabalho apresenta os resultados de estudos realizados em dois resíduos da indústria de papel brasileira e canadense. Os estudos aqui apresentados mostram o grande potencial de utilização de subprodutos da reciclagem de papel como material de recobrimento, seja em aterros sanitários ou em sítios de mineração.

SYNOPSIS – In the first step of paper recycling secondary cellulose fibres are separated from the other constituents of the paper. Due to limitations in this process, up to 30% of the fibres are not recuperated and become part of the residues generated, imparting a high organic content to it. These residues, also called fibre-clay, are mainly constituted of cellulose, kaolinite clay and calcite. They have been used in the past few years as alternative geotechnical material in various types of large-scale projects in the field. This study presents the results of an investigation performed with two residues: one produced in Brazil and the other in Canada. These results show that there is a great potential to use paper recycling by-products as part of landfill final cover systems and acid-generating mine cover systems.

PALAVRAS CHAVE – Barreira capilar, resíduos de papel , dados experimentais.

1 – INTRODUÇÃO

O processo de reciclagem de papel gera uma grande quantidade de resíduos provenientes das diferentes etapas do processo, tais como: triagem do papel, preparo da emulsão, depuração, remoção de contaminantes fortemente agregados ao papel, no caso a tinta, lavagem, dispersão e branqueamento. Todas as etapas têm como objetivo separar as fibras secundárias de celulose dos agre -

* Professor Livre Docente da Escola Politécnica Universidade de São Paulo. E-mail: fmarinho@usp.br
** Professor titular da Universidade de Sherbrooke. E-mail: alexandre.cabral@usherbrooke.ca
*** Pesquisadora do Instituto de Pesquisas de São Paulo (IPT) e Professora da Universidade de Caxias do Sul. E-mail: cteixeira@ipt.br
**** Engenheira Civil, ex-aluna de pós graduação da Escola Politécnica Universidade de São Paulo. E-mail: pafete@hotmail.com

gados e contaminantes do papel. Devido às limitações do processo, até 30 % das fibras são perdidas na forma de resíduo, sobretudo na etapa de remoção da tinta.

O resíduo de papel, que por suas características é também chamado de material argilo-fibroso, é composto principalmente por fibras de celulose, argila e calcita. A quantidade de fibras e a composição geral variam significativamente com o tipo de papel utilizado na reciclagem e também depende do processo industrial utilizado (Latva-Somppi *et al.,*1994). A caracterização de diversos resíduos de papel é apresentada por Vlyssides and Economides (1997); Latva-Somppi et al.(1994); Ettala (1993), Chabot *et al.* (1991), Teixeira (2002) e Teixeira (2001). O material é altamente compressível e normalmente deixa a zona de produção com um teor de umidade gravimétrico que varia de 100% a 190%. O teor de material volátil varia entre 48% e 60% e a densidade relativa está entre 1,8 e 2,0.

Este resíduo, devido às suas características vem sendo estudado como material geotécnico alternativo para o recobrimento de aterros bem como para controlar a drenagem mineira ácida (DMA) em rejeitos de mineração (Cabral *et. al.* 2000). O uso do resíduo (subproduto) de papel tem sido acompanhado em camadas de proteção de aterros de resíduos sólidos urbanos em diversos aterros sanitários nos EUA (Laplante 1993; Maltby e Epstein 1994; Floess *et al.* 1995; Zimmie e Moo-Young, 2000; Kraus *et al.,* 1997; Malmstead *et al.,* 1999; etc.), no Japão (Kamon *et al.,* 2002), na Africa do Sul (Brown et al. 1998) e no Canadá (Audet *et al.* 2002). Como barreira de oxigênio este resíduo tem se comportado com boa eficiência na prevenção da drenagem ácida (Cabral *et al.,* 2000 e 2004). O resíduo impede a entrada de oxigênio devido a sua elevada capacidade em se manter com alto grau de saturação, além da sua capacidade aeróbica de degradação da matéria orgânica nele existente. De fato, considerando o elevado teor de matéria orgânica deste material, as barreiras que utilizam o resíduo de papel estão susceptíveis à biodegradação, desta forma as suas propriedades podem mudar com o tempo.

Os recobrimentos de aterros sanitários contribuem para o controle da infiltração, embora no caso de sítios de mineração, a cobertura final deva reduzir a entrada de oxigênio. É a entrada de oxigênio que leva à geração de drenagem minera ácida - DMA (Cabral *et al.* 2000). O benefício de se utilizar o resíduo da reciclagem de papel, que é um material rico em celulose, está associado à redução dos custos para a implementação de um sistema de cobertura apropriado. Este material é gerado em grande quantidade pela indústria da reciclagem e a sua disposição em aterros industriais é onerosa. A valorização deste resíduo como material de recobrimento é interessante tanto do ponto de vista econômico como ambiental.

O resíduo gerado pela indústria de papel possui uma grande quantidade de água e baixa quantidade de sólidos, sendo comparado com as argilas, em relação ao seu desempenho e comportamento como material de cobertura para aterro (e.g. Moo-Young & Zimmie, 1996). A caracterização geotécnica do resíduo da indústria de papel é feita utilizando-se os conceitos dos ensaios usualmente aplicados a solos. Na literatura internacional encontram-se alguns dados geotécnicos de resíduos de papel em que se observa uma significativa variabilidade dos parâmetros geotécnicos (e.g. Zimmie & Moo-Young, 2000, Cabral *et al.* 1999, 2000 e 2002, Quiroz e Zimmie, 1998).

As diferenças nos resultados, muitas vezes encontrados entre os resíduos de papel, ocorrem devido aos diferentes processos industriais da própria fabricação do papel e dos vários tipos de processo de tratamento nas estações de rejeito de papel. Outros aspectos importantes a serem considerados nas comparações são as eventuais diferenças nos procedimentos de ensaios, que no caso do resíduo de papel podem afetar significativamente o resultado e a interpretação.

A compressibilidade do resíduo é um dos parâmetros geotécnicos mais importantes no projeto de um aterro quando se utiliza resíduo de papel como material de cobertura. A permeabilidade deste material varia em função do teor de umidade, da compressibilidade ou grau de compactação e idade do resíduo.

Este trabalho tem como objetivo apresentar uma discussão geral do comportamento de reco - brimentos experimentais da província de Quebec – Canadá e os estudos realizados com o resíduo

de uma empresa brasileira localizada no estado de São Paulo, visando sua caracterização geotécnica e avaliação do seu potencial como material de recobrimento. Os estudos realizados foram confrontados com outros autores no intuito de apresentar uma discussão sobre os parâmetros geotécnicos necessários para a avaliação de resíduos de papel como material de recobrimento.

2 – RECOBRIMENTOS EXPERIMENTAIS EM QUEBEC, CANADÁ

Cinco recobrimentos, a partir de 1995, utilizando um subproduto da reciclagem do papel foram instalados em diferentes sítios da província de Quebec, Canadá. Dois destes recobrimentos foram implantados em aterros sanitários (St-Rosaire e St-Michel), e os outros três em sítios de rejeitos de mineração geradores de drenagem ácida de minas (DAM) (Eustis, Albert e Clinton). Os resíduos ou subprodutos utilizados foram gerados por duas empresas localizadas na província de Quebec. A concepção geral dos recobrimentos está apresentada na Figura 1.

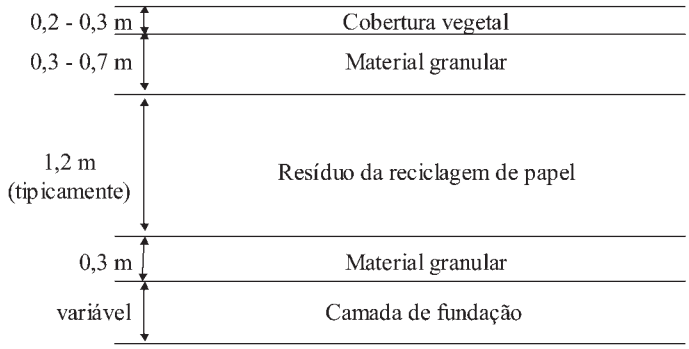


Fig. 1 – Esquema típico de recobrimentos com subproduto da reciclagem de papel.

Os recobrimentos são protegidos por uma cobertura vegetal para prevenir erosão e auxiliar na reabilitação natural do ambiente. Uma camada de material granular (não instalada no sítio de Eustis e aterro de St-Rosaire) age como camada de drenagem e confinamento, auxiliando na compressão do material. Os recobrimentos agem como barreiras hidráulicas devido às baixas condutividades hidráulicas. A superposição de uma camada de recobrimento a uma camada de material granular (areia) cria uma barreira capilar, garantindo que o material mantenha um alto grau de saturação, além de prevenir a migração do oxigênio.

A Tabela 1 apresenta informações sobre os locais de implantação: ano de construção, tamanho da área, e os instrumentos permanentes instalados em cada unidade experimental. Lisímetros foram instalados em todos os sítios para avaliar as taxas de infiltração e composição de lixiviados. As placas de recalques foram instaladas na base e no topo da barreira para monitorar a compressão do material com o tempo. Termopares foram usados para medir a temperatura no interior do recobrimento em várias profundidades, bem como sondas de TDR para avaliar o teor de água em diferentes perfis. Considerando que o material utilizado é orgânico foram avaliados alguns parâmetros relacionados à evolução bioquímica do material, tais como a composição do gás na base do recobrimento e a qualidade da água de poros no interior do recobrimento, coletada em poços de infiltração. A qualidade das águas superficiais foi avaliada em poços instalados na camada granular.

Os estudos nestes locais vêm sendo apresentados em publicações e em eventos científicos (Cabral *et al,* 1999a, b e Cabral *et al,* 2002). O presente trabalho apresenta uma discussão geral sobre o desempenho desses recobrimentos.

Tabela 1 – Informações gerais sobre os cinco recobrimentos instalados em Quebec.

		Instrumentação permanente						
	AC (ha)	**PR**	**L**	**Poços de águas superficiais**	**Poços de infiltração**	**Termopar**	**Sonda TDR**	**Sensor de gás**
Aterros Sanitários								
St-Michel (1998)	1,8	2	3	10	-	2	3	-
St-Rosaire I (1996)	1,0	1	2	-	6	1	-	-
St-Rosaire II (1998)	1,0	2	2	2	-	1	1	-
St-Rosaire III (1999-2000)	2,0	-	2	-	-	-	-	-
Sítios de mineração								
Eustis (1995-1996)	1,6	-	4	-	8	-	-	-
Clinton (1997)	0,5	3	3	3	3	3	3	3
Albert (2000-2001)	4,5	-	4	-	-	-	-	-

AC - Área de cobertura; PR - Placas de recalques; L – Lisímetros.

Os resíduos utilizados nos recobrimentos apresentados na Tabela 1 foram oriundos de uma das usinas canadenses. Ao longo do período de instalação dos recobrimentos experimentais diferentes amostras de resíduos utilizados foram caracterizadas em relação à composição mineral e orgânica. Nas Tabelas 2 e 3 estão apresentadas as composições médias de quatro sub-amostras dos resíduos que foram completamente caracterizadas. Conforme pode ser observado, o teor de orgânicos (sólidos voláteis) representa em média 61 % da composição do material, sendo a fibra de celulose o composto estrutural principal e a calcita e a metacaolinita os principais compostos da fase mineral do material.

Tabela 2 – Composição mineralógica do material utilizado no recobrimento (base seca).

Composição	**Sólidos não voláteis**	**Calcita**	**Metacaolinita**	**Talco**	**Rutilo**	**Outros**
Média (%)	39,2 ± 1,4	24,9 ± 3,5	7,1 ± 3,1	2,3 ± 0,6	0,7 ± 0,8	4,1 ± 0,6

Tabela 3 – Composição orgânica do material utilizado no recobrimento (base seca)

Composição	**Sólidos voláteis**	**Celulose**	**Hemicelulose**	**Lignina**	**Outros**
Média (%)	61,0 ± 1,4	31,8 ± 2,3	8,5 ± 0,9	8,5 ± 1,2	12,1 ± 1,4

3 – RESULTADOS DOS ESTUDOS GEOTÉCNICOS DO RESÍDUO BRASILEIRO

A caracterização geotécnica do resíduo foi realizada através de ensaios de adensamento, permeabilidade, cisalhamento direto, placa de sucção e placa de pressão, além da determinação do teor de umidade e de orgânicos.

Estes ensaios foram executados conforme as normas brasileiras e quando necessário, foram feitas adaptações devido às peculiaridades do material, obtendo-se assim as seguintes características do resíduo: curva granulométrica, densidade relativa dos "sólidos", peso específico seco, curva de compactação, parâmetros de compressibilidade, envoltória de resistência, curva de retenção e condutividade hidráulica.

As referências das normas utilizadas para os diversos ensaios aqui apresentados podem ser encontradas em Teixeira, (2002).

Os resultados dos ensaios realizados com o resíduo brasileiro estão apresentados conjuntamente com dados obtidos na literatura. Na Tabela 4 está apresentada a nomenclatura utilizada pelos diferentes autores para identificar as amostras.

Tabela 4 – Nomenclatura dos materiais e sua respectiva referência.

Nomenclatura	Referência
A, B, C1, C2, C3, D, E	Moo-Young & Zimmie, 1996
KF 95/96, KF 220197, KF 040497, PC 260597, PC 150598, KF 190698, KF 030299	Cabral *et al* (1999a)
PMS, A-MI, B-MI, C-MA	Kamon *et al* (2000)
NCASI-P, NCASI-C, IP, Erving	Quiroz *et al* (2000)
H2, H3, CI-1, CI-2, DS-1	Andersland & Mathew (1973)

Na literatura a grande maioria dos autores menciona que a determinação do teor de matéria orgânica, densidade relativa dos grãos, teor de umidade natural e compressibilidade são as proprie - dades físicas mais importantes para a caracterização do resíduo de papel. Deve-se, no entanto incluir também a curva de retenção e as características de resistência.

A avaliação físico-química do resíduo foi executada pelo setor de Química da ESALQ/USP. Esta avaliação foi feita em um lote diferente do usado para os ensaios aqui apresentados.

O resíduo de papel (lodo fresco) é caracterizado como sendo um material orgânico, que é composto principalmente por fibras com elevado teor de umidade e baixa acidez. Dentre os seus componentes químicos se destaca o nitrogênio, como sendo o de maior concentração. Os metais pesados (Cd, Cr, Cu, Mn, Ni, e Zn) analisados estiveram em níveis muito baixos, inclusive desestimulando qualquer estudo de biodisponibilidade desses elementos.

3.1 – Características de Identificação dos Materiais

A Figura 2 apresenta os resultados referentes ao teor de matéria orgânica e densidade relativa dos "sólidos" obtidos para os ensaios realizados com as amostras do resíduo denominado RIG em conjunto aos resultados encontrados na literatura. Observa-se que o resíduo RIG é o que apresenta o maior teor de matéria orgânica e em conseqüência uma menor densidade dos "sólidos".

Os resíduos estudados não permitem a determinação de curva granulométrica. Por conter uma significante quantidade de fibras o ensaio de granulometria não se aplica a este tipo de material.

Com relação aos limites de Atterberg observa-se na Figura 3 que o resíduo RIG apresenta-se com o maior limite de liquidez e maior índice de plasticidade em comparação com os dados obtidos na literatura. Observa-se ainda que todos se encontram abaixo da linha A. Aconselha-se a execução do ensaio de limite de liquidez por meio do Cone pela facilidade do mesmo, pois pelo método de Casagrande existe a dificuldade de abrir-se a ranhura na amostra com o cinzel padronizado.

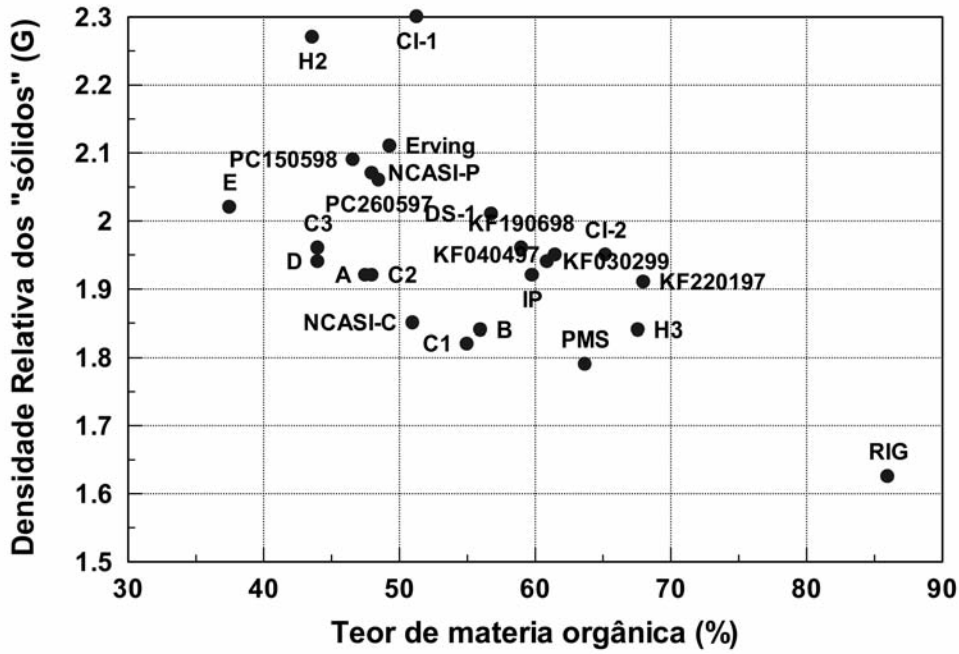


Fig. 2 – Teor de matéria orgânica versus densidade relativa dos "sólidos" em paralelo com outros resultados da literatura.

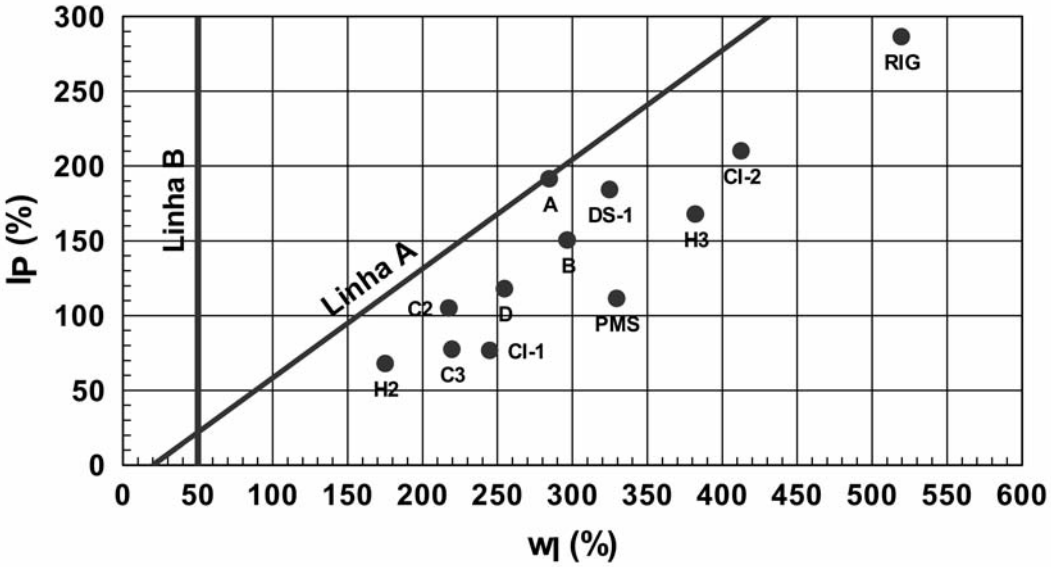


Fig. 3 – Carta de plasticidade com resultados do RIG em paralelo com outros resultados da literatura.

Convém ressaltar que as amostras utilizadas para os ensaios não sofreram secagem total. Para cada ponto obtido a amostra era seca revolvendo-a com uma espátula metálica dentro de um cadinho de porcelana até alcançar o teor de umidade estimado para cada ponto. O valor do limite de liquidez encontrado para o resíduo RIG foi de 520%.

Os ensaios de limite de Atterberg com o resíduo são de difícil execução devido ao alto teor de umidade do material, além do elevado teor de fibras que constitui o resíduo. As fibras dificultam a formação de uma superfície lisa e também inibem o aparecimento das fissuras no ensaio de plasticidade. Sendo assim os resultados devem ser interpretados com cuidado em termos de classificação geotécnica. Moo-Young e Zimmie (1996) também encontraram dificuldades e inconsistências durante os ensaios de limite de consistência, para os resíduos de papel. Em geral, os limites de Atterberg são questionáveis para sua utilização como parâmetro geotécnico deste tipo de resíduo.

3.2 – Ensaios de Compactação

A Figura 4 apresenta os resultados obtidos no ensaio de compactação. Observa-se que não há uma boa caracterização do peso específico seco máximo. Com base nos resultados adotou-se como teor de umidade ótimo do resíduo RIG 50% e o peso específico seco máximo 6,35 kN/m^3.

Os ensaios foram realizados partindo-se de uma amostra úmida e seca ao ar para cada ponto. Este procedimento foi adotado devido à dificuldade na homogeneização do material umidificado partindo-se da condição seca ao ar. Comportamento semelhante foi seguido por Moo-Young e Zimmie (1996).

Durante a secagem ao ar do resíduo, até uma umidade abaixo de aproximadamente 40%, formaram-se grandes torrões, que foram difíceis de serem rompidos e o resíduo perdeu a plasticidade inicial. Para o resíduo RIG foi difícil a determinação do ramo seco da curva de compactação. O mesmo comportamento foi notado por Moo-Young e Zimmie (1996). Os ensaios foram realizados em molde reduzido (Pinto, 1965). O molde possui 90 mm de altura e um diâmetro de 36 mm. O ensaio realizado no molde miniatura é bastante simples e de operação mais rápida do que os processos tradicionais de compactação. O principal objetivo de se usar este processo nesta pesquisa foi facilitar a compactação das amostras e também pela necessidade de se utilizar uma quantidade menor de material. A utilização deste método para o resíduo de papel forneceu uma curva de compactação muito próxima da curva de compactação do Proctor normal, apresentando as vantagens de ser mais rápido e de utilizar uma quantidade menor de amostra, o que facilitou a secagem do material, em comparação com o ensaio de Proctor normal.

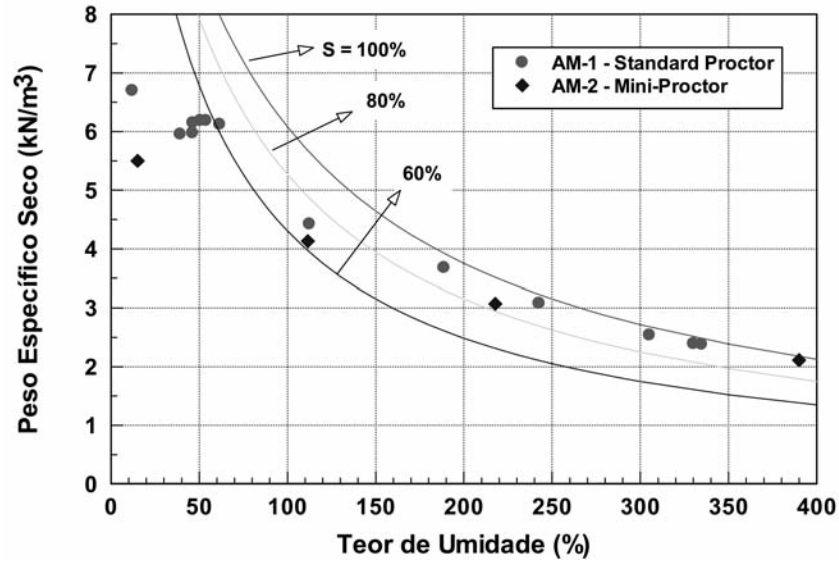


Fig. 4 – Resultados do ensaio de compactação.

3.3 – Ensaio de Adensamento

O ensaio empregado para a determinação da deformabilidade do resíduo foi o ensaio de compressão edométrica. Para a execução do ensaio usaram-se corpos de prova retirados de uma amostra compactada através do processo de Proctor Normal onde, após sua extração do cilindro, talhou-se o corpo de prova. A Tabela 5 apresenta os dados iniciais das amostras nos ensaios de adensamento bem como o índice de compressão obtido em cada ensaio. Salienta-se que o índice de compressão foi determinado no intervalo entre 100 kPa e 1000 kPa.

Os dados dos ensaios de adensamento obtidos para o resíduo RIG apresentaram uma variação no índice de compressão (Cc) de 0,79 a 1,88. Esta variação de valores está associada à variação do teor de umidade da amostra, que variou entre 51,1 a 131,0. O índice de compressão aumentou com o teor de umidade inicial da amostra.

Na literatura encontram-se algumas correlações empíricas apresentadas por Wang *et. al* (1991) e Moo-Young e Zimmie (1996) para a obtenção do índice de compressão. Aplicando estas correlações para o resíduo RIG podem-se comparar os índices de compressão encontrados no laboratório com as correlações apresentas por Wang *et al.* (1991) e Moo-Young e Zimmie (1996). Na Tabela 5 estão apresentados os valores calculados juntamente com os valores obtidos experimentalmente para o resíduo RIG.

Nota-se uma boa aproximação das correlações (1 e 2) apresentadas por Wang *et al.* (1991) com os resultados dos ensaios obtidos com o resíduo RIG. Moo-Young e Zimmie (1996) apresentaram uma correlação do Cc com o teor de matéria orgânica (Tabela 5). No entanto, os resultados obtidos com a expressão (3) não foram bons para o resíduo RIG, apresentando um Cc muito elevado em comparação com Cc experimental. Salienta-se que uma correlação baseada unicamente no teor de matéria orgânica não poderia ser adequada, pois o teor de umidade inicial tem um papel fundamental no comportamento do material, pois impõe estruturas iniciais distintas.

Na Figura 5 apresentam-se os valores de Cc obtidos da literatura juntamente com a correlação sugerida por Wang *et al* (1991) e apresentada por Moo-Young (1996). Pode-se observar uma boa concordância para os valores obtidos e avaliados. Os dados para o resíduo de papel RIG também são apresentados na Figura 5. A correlação apesar de não ser desenvolvida para materiais compactados apresentou uma boa concordância para o resíduo RIG.

3.4 – Ensaio de Condutividade hidráulica

O ensaio utilizado para determinar a condutividade hidráulica do resíduo de papel foi o ensaio de permeabilidade de carga variável.

Os ensaios de permeabilidade com carga variável foram executados concomitantemente ao ensaio de adensamento, nos estágios de tensão de 10, 40, 160, 640 kPa, após o recalque primário da amostra.

As características das amostras ensaiadas estão apresentadas na Tabela 5 (amostras 4,5 e 6). Na Figura 6 apresentam-se os resultados dos ensaios. O material pode ser classificado segundo sua condutividade hidráulica como tendo de baixa permeabilidade. No entanto, quando consideramos o índice de vazios associado à condutividade hidráulica observa-se que o material não se enquadra nos padrões conhecidos para solos normalmente encontrados na natureza (e.g. Lambe e Whitman, 1979).

3.5 – Ensaios de Cisalhamento

Os ensaios de cisalhamento direto foram realizados em amostras compactadas de acordo com o Proctor normal. Foram utilizadas tensões normais de 20, 40, 100, 200 e 400 kPa, com uma fase

Tabela 5 – Comparação do índice de compressão encontrado no laboratório com correlações apresentadas por Wang *et al.* (1991) e Moo-Young e Zimmie (1996).

Amostra	w_0 (%)	e_0	Cc (ensaio)	Cc = 0,009w_0 (1)	Cc = 0,39e_0 (2)	Cc = 0,027O_c (3)
1	51,1	2,710	0,79	0,46	1,05	2,3
2	125,9	2,727	1,36	1,13	1,06	2,3
3	130,2	2,824	1,2	1,17	1,10	2,3
4	131,1	3,822	1,45	1,18	1,49	2,3
5	131,1	3,880	1,87	1,18	1,51	2,3
6	131,1	3,440	1,88	1,18	1,34	2,3

w_0 - Teor de umidade inicial; e_0 - Índice de vazios inicial; O_c - Teor de matéria orgânica.

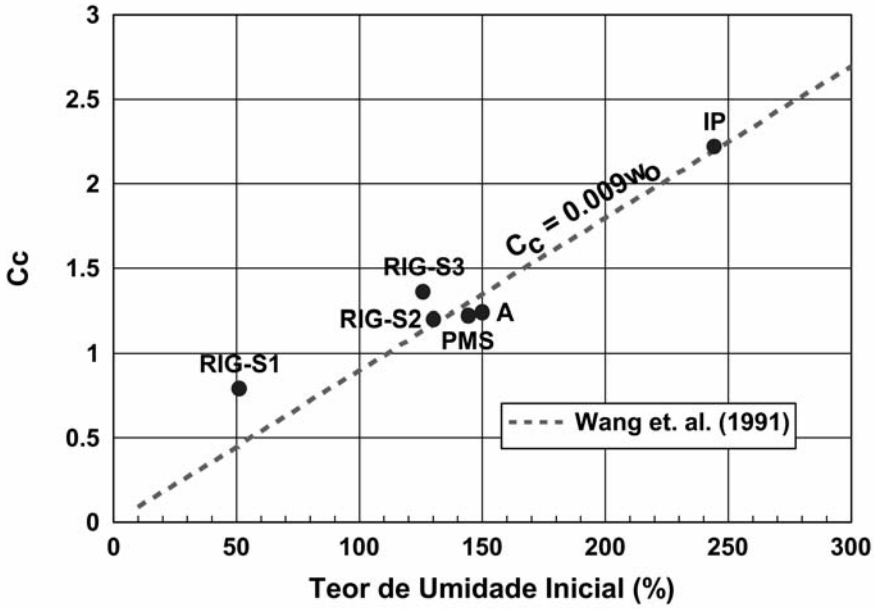


Fig. 5 – Relação entre o teor de umidade e o índice de compressão do resíduo RIG e comparação com correlação apresentada por Wang *et al.* (1991).

de adensamento de 24 horas seguida da fase de cisalhamento. Utilizou-se uma velocidade de ensaio de 0,016 mm/min. Considera-se que a velocidade de ensaio é suficientemente baixa para não gerar pressões na água dos poros. As curvas tensão deslocamento obtidas para as tensões normais maiores que 100 kPa indicam um comportamento onde não se observa pico e existe um aumento contínuo da tensão cisalhante com o deslocamento. Já o comportamento das amostras ensaiadas com tensões normais igual ou inferior a 40 kPa definiram uma resistência máxima.

As envoltórias de resistência obtidas para o resíduo RIG e para vários outros resíduos de papel encontrados na literatura (ver Tabela 4) são apresentadas na Figura 7.

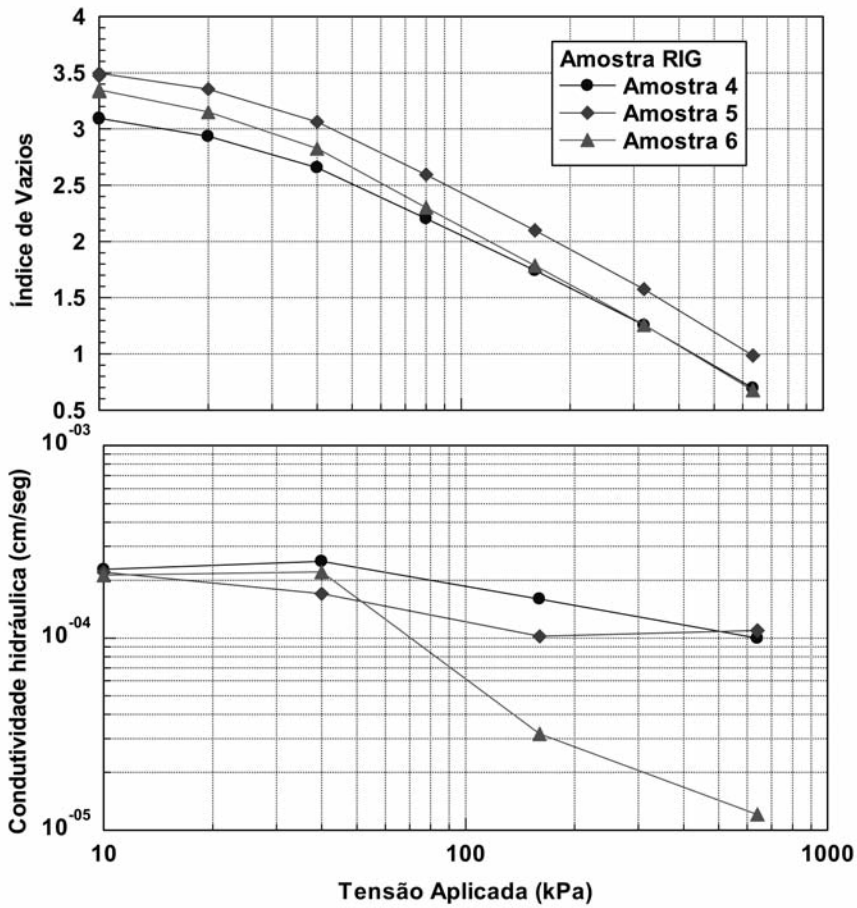


Fig. 6 – Resultado do ensaio de condutividade hidráulica em amostras do resíduo RIG.

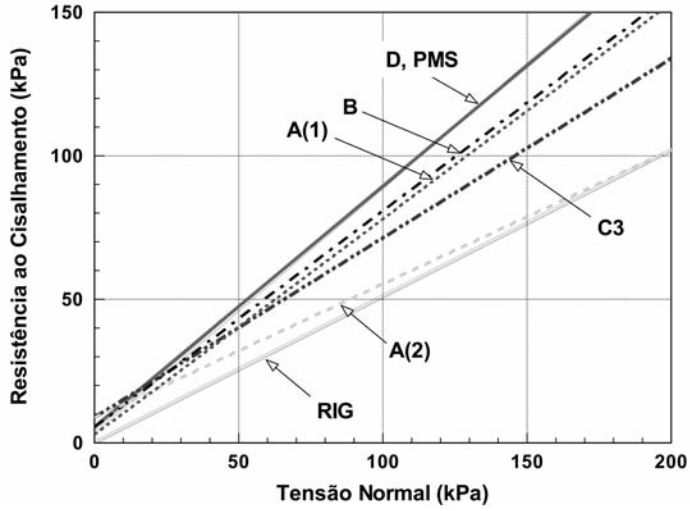


Fig. 7 – Envoltórias de resistência obtidas em ensaios de cisalhamento direto realizados no resíduo RIG e comparação com resultados da literatura.

3.6 – Ensaio de curva de retenção

A Figura 8 apresenta a curva de retenção obtida para o resíduo RIG. Dois métodos foram utilizados para impor sucções e assim obter a curva de retenção de água: placa de sucção e placa de pressão. Seis corpos de prova foram ensaiados. Nos três primeiros ensaios não foi possível a construção total da curva de retenção, pois durante a execução do ensaio houve o desenvolvimento de micélio fúngico na amostra. Assim nestes três corpos de prova a sucção máxima aplicada foi de 25 kPa. A amostra 3 foi desprezada, pois houve o crescimento de fungos antes mesmo do início da aplicação da pressão para a realização do ensaio. Um fungicida foi adicionado à amostra durante o ensaio de placa de sucção. Esta adição foi feita borrifando-se o fungicida diretamente no corpo de prova após a compactação. Após este processo, a amostra foi levada para a placa de sucção onde se deu início ao ensaio. Para níveis de sucção superiores a 30 kPa utilizou-se à técnica da placa de pressão. Na placa de pressão, as sucções aplicadas foram 50, 100, 200, 300, 400 kPa. Os corpos de prova utilizados foram os mesmos ensaiados na placa de sucção, ou seja, amostras 4, 5 e 6. Salienta-se que os valores iniciais apresentados para as amostras 4, 5 e 6 referem-se à situação após a aplicação do fungicida.

A curva de retenção em resíduos de papel não é comum de ser encontrada na literatura. O valor da sucção de entrada de ar obtido para o resíduo RIG é superior aos encontrados por Cabral *et al.* (2002). Estes autores encontraram valores variando entre 15 e 25 kPa, enquanto o valor obtido para o resíduo RIG foi superior a 50 kPa. Na Figura 8 estão apresentados os resultados dos ensaios da curva de retenção de água. Os resultados apresentam a variação do teor de umidade gravimétrico (base seca), grau de saturação e teor de umidade volumétrico (θ_w) com a sucção do material.

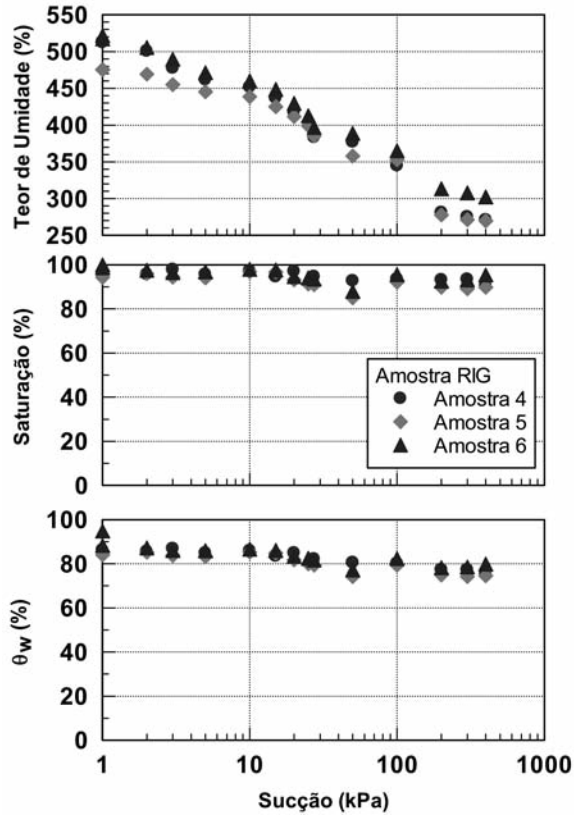


Fig. 8 – Curvas de retenção do resíduo RIG.

Observa-se na Figura 8 que o grau de saturação da amostra permanece elevado para todos os níveis de sucção impostos. Isto indica uma elevada capacidade do material em se manter saturado. Este comportamento é importante quando a cobertura é utilizada para reduzir o aporte de oxigênio para as camadas inferiores.

O material apresentado por Cabral *et al.* (2002) apresentou uma entrada de ar menor. O uso deste material deve sempre estar associado aos aspectos climáticos locais. Materiais com baixo valor de sucção de entrada de ar só podem ser utilizados em regiões onde haja excedente hídrico.

4 – DESEMPENHO DOS RECOBRIMENTOS NA PROVÍNCIA DE QUEBEC - CANADÁ

O resíduo oriundo da reciclagem de papel, considerando a fonte de fibra secundária utilizada (e.g. papel cartão, papel ofício) e as características do processo, pode apresentar composição e estrutura diferentes. Uma mesma fábrica, produzindo o mesmo tipo de papel, pode ter resíduos distintos em épocas diferentes em função da eficiência do processo entre outras coisas. Mesmo com características distintas o resíduo de papel pode ser um material apropriado para coberturas de outros resíduos.

Desta forma, pretende-se nesta secção apresentar o comportamento típico de uma cobertura feita com resíduo de papel na província de Quebec, Canadá, tendo em vista que no Brasil ainda não se tem notícia do uso deste material como cobertura de aterros de resíduos.

O monitoramento de lisímetros, nos diferentes recobrimentos experimentais, indica um bom desempenho do subproduto da reciclagem do papel como barreira impermeável. Os valores de condutividade hidráulica (k) calculados a partir de dados dos lisímetros (L1 e L2) do sítio de St-Rosaire, apresentados na Figura 9a, mostram que o valor de k se situa em patamares inferiores a 10^{-7} cm/s, o que constitui uma condutividade bastante baixa e comparável à de uma argila. Para os cálculos de k foi assumido que há sempre água livre na superfície do recobrimento. Desta forma, considera-se o pior cenário de escoamento, pois o gradiente hidráulico é sempre ao menos igual à unidade. Os resultados apresentados na Figura 9a indicam uma tendência de decréscimo da condutividade hidráulica com o tempo, com o valor de k passando a valores inferiores a 10^{-8} cm/s. A hipótese de água livre na superfície é confirmada pelo monitoramento do nível da água na superfície da camada de granular (piezômetros PZ 1 (leste) e PZ 2 (oeste), durante o período de observação (Figura 9b). Como se pode observar, sempre foi registrada presença de água na camada sobrejacente à camada de SPRP, tendo sido registrado inclusive acumulações de até 60 cm, ou seja, em toda a espessura da camada sobrejacente.

As leituras com a sonda de TDR e as infrutíferas tentativas de amostragem de gás no interior dos recobrimentos indicam alto grau de saturação, confirmando a boa capacidade de retenção de água e um bom desempenho da cobertura do recobrimento como barreira capilar. Os recobrimentos com o subproduto da reciclagem de papel indicam uma eficiência de 100 % no controle da migração de oxigênio (Burnotte *et al.* 2004), aliado ao consumo deste pela biodegradação da matéria or - gânica que faz parte do SPRP (Teixeira, 2001, Cabral et al. 2000). Em amostras periódicas de gás realizadas em três regiões (A, B e C) do sítio Clinton, imediatamente abaixo do recobrimento, nun - ca se detectou a presença de oxigênio (Figura 10). Medidas no interior do recobrimento não foram possíveis devido ao alto grau de saturação. Estas amostragens conforme apresentado na Figura 10 começaram a ser amostradas e analisadas logo após a construção do recobrimento e durante um período de 60 meses. Neste período foi possível detectar a presença de gás metanto (CH_4) e dióxido de carbono (CO_2), o que confirma as condições anaeróbias do recobrimento. Os comportamentos das concentrações destes gases ao longo do tempo nos pontos amostrados (A, B e C) mostram uma tendência de diminuição das concentrações de CO_2 e um aumento das concentrações de CH_4. A produção de gás em termos ambientais, bem como em relação a possíveis perdas de características do material devido à biodegradação mereceu atenção e estudos detalhados (Ait-Benichou *et al,* 2008;

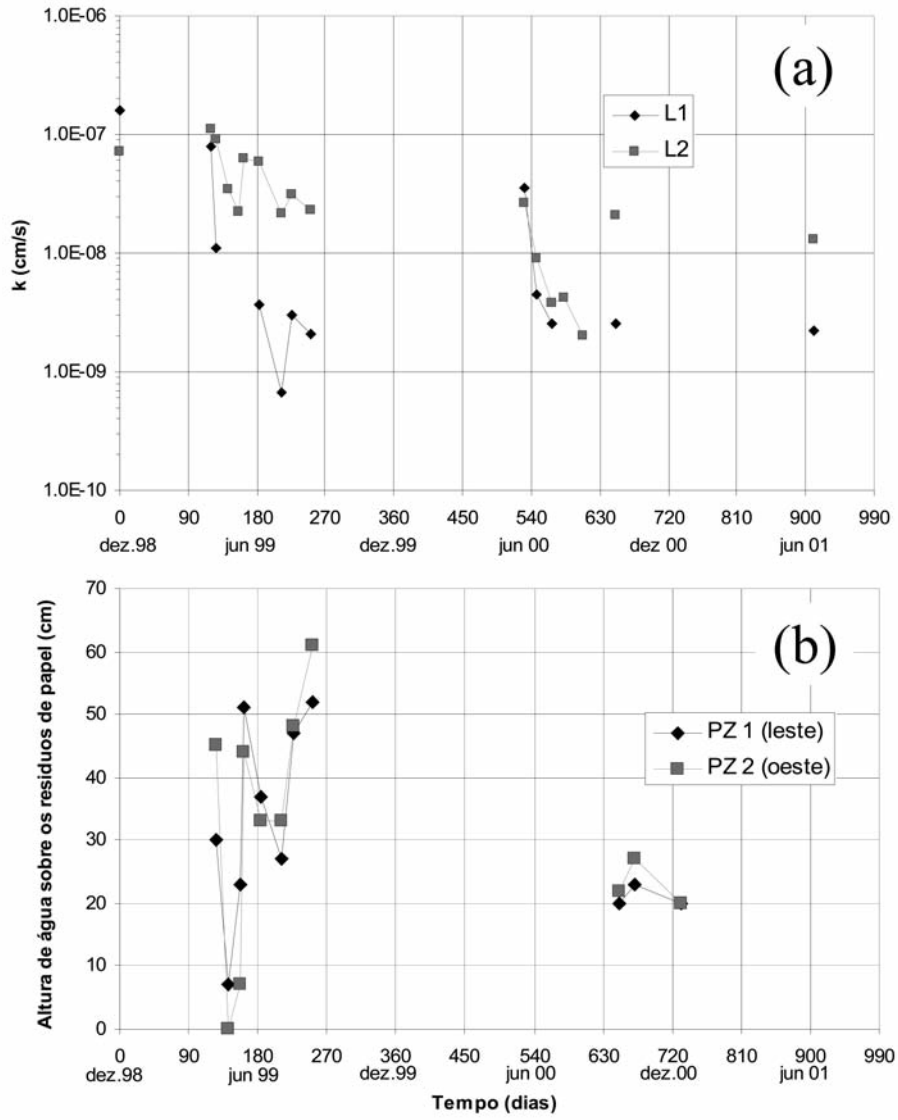


Fig. 9 – Evolução no tempo da condutividade hidráulica (k) e do nível de água acima da camada de resíduo do sítio de St-Rosaire.

Panarotto *et al,* 2005 e Teixeira, 2001). Estes estudos demonstraram que a produção de gás pode a longo tempo representar perda de massa do material. Contudo, em função das condições de insta - lação do recobrimento o processo é bastante lento.

A Figura 11 apresenta a curva de compressibilidade do recobrimento do sítio de Clinton. O recalque medido através das placas indica uma rápida compressão nos primeiros meses, correspondendo à consolidação primária. A compressão continua, mas de forma mais lenta e numa razão aproximadamente constante, indicando a presença de uma compressão secundária, associada entre outros factores à biodegradação. O aumento da compressibilidade com o tempo pode ser traduzido como um decréscimo na condutividade hidráulica, conforme pode ser observado na Figura 9a.

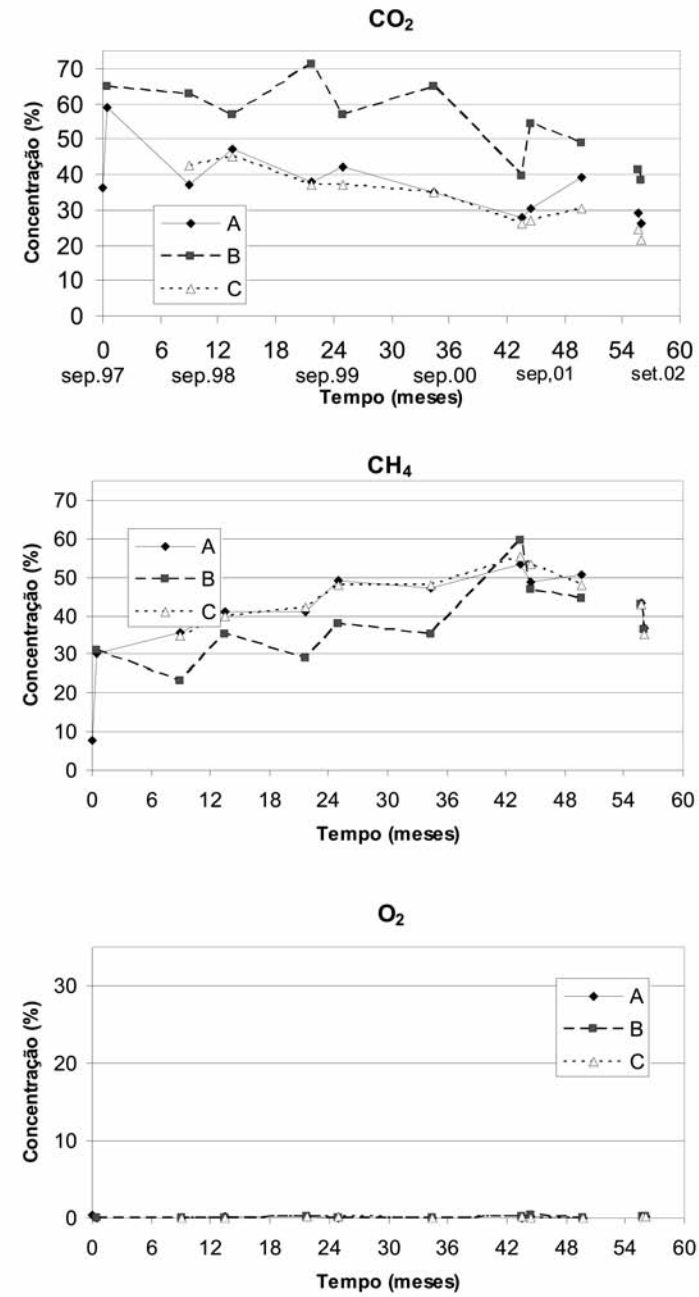


Fig. 10 – Concentração de O_2, CO_2 e CH_4 abaixo da camada de cobertura no sítio de Clinton.

A Tabela 6 apresenta alguns dados obtidos no monitoramento dos lisímetros instalados no sítio de Clinton, dentro da camada de resíduo, ou seja, 1,0 m sob a superfície. Para todos os percolados obtidos nos lisímetros, dos diferentes recobrimentos, foi detectada uma grande quantidade de sólidos totais dissolvidos, variando de 20 a 30 g/L. Esta presença de sólidos está associada à solu - bilização de substâncias do recobrimento por biodegradação. Cerca da metade dos sólidos são volá-

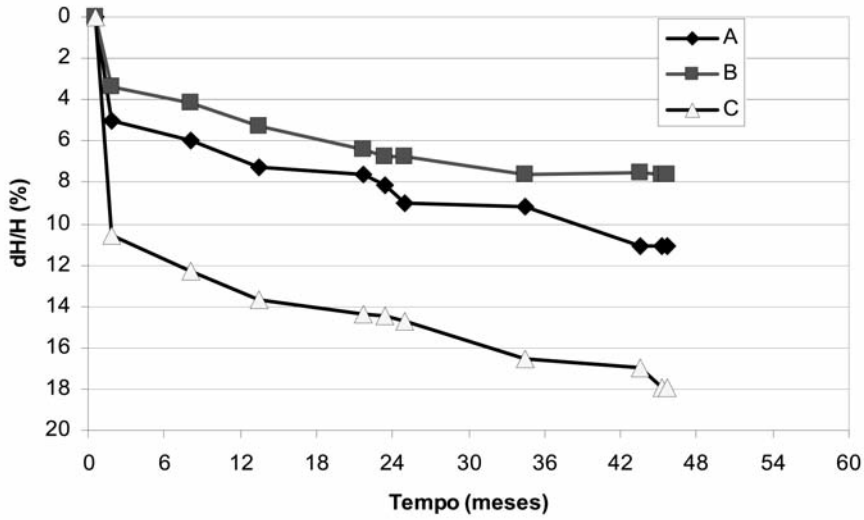


Fig. 11 – Curva de compressibilidade do recobrimento do sítio de Clinton.

teis. Além disso, de 20 ou 30 g de sólidos são perdidos para cada litro de percolado. Uma parte da compressão secundária observada na Figura 11 pode ser devido à perda do material por lixiviação, bem como pela produção de gás. Dados de laboratório indicam que o processo de biodegradação é lento (Teixeira, 2001).

Tabela 6 – Dados dos lisímetros do sítio de Clinton – 1998.

	L1	L2	L3
Volume acumulado (l/ano)	3,25	0,20	0,57
Infiltração (mm/ano)	14,4	0,9	2,5
Sólidos totais dissolvidos (g/l)	20	16	25
Fração orgânica dos sólidos (%)	54	56	54

5 – CONCLUSÃO

5.1 – Caracterização geotécnica do resíduo

Com base nas informações encontradas na literatura e fazendo uso da experiência obtida com a realização dos ensaios geotécnicos no resíduo de papel RIG, apresentam-se as seguintes conclusões:

Os resultados obtidos com a determinação dos limites de Atterberg refletem, de forma razoável, o comportamento potencial do material. Não é possível determinar a distribuição granulométrica destes materiais.

A determinação da curva de compactação confirmou que o material não apresenta pico bem caracterizado. Observou-se ainda que o aumento da energia de compactação não afetava a curva de compactação obtida de um modo muito significativo.

A análise dos ensaios de adensamento confirmou a elevada compressibilidade do material, mesmo no estado compactado.

A resistência ao cisalhamento do material indicou um valor de ângulo de atrito no limite inferior aos dos encontrados na literatura. Já o intercepto de coesão mostrou-se inferior aos da literatura e igual a zero.

Os ensaios de permeabilidade realizados durante o ensaio de adensamento, não conduziram a resultados de fácil interpretação. Aspectos relacionados com os processos biológicos podem ter afetado o comportamento do fluxo da água no material.

As curvas de retenção obtidas para o material sugerem um valor de entrada de ar, para a amostra compactada, superior a 50 kPa. Esta informação permite concluir que o material é adequado para ser utilizado como um dos elementos de barreiras capilares, onde a manutenção da saturação é fundamental.

O uso de resíduos da indústria para fins geotécnicos deve levar em conta a eventual variabilidade destes resíduos na sua fonte. Deve haver uma total conscientização por parte da indústria sobre a qualidade do resíduo gerado.

Os resultados dos ensaios realizados com o resíduo RIG indicam características diferentes das normalmente encontradas na literatura. Tais resultados indicam um material com maior capacidade de retenção de água, porém com grande capacidade de contração.

5.2 – Recobrimentos experimentais

A utilização de subprodutos da reciclagem de papel como material de recobrimento seja em aterros sanitários ou em sítios de mineração tem se demonstrado uma técnica viável tanto do ponto de vista econômico como ambiental.

Considerando que o material tem capacidade de retenção de água relativamente alta, ele pode manter um alto grau de saturação. Isto contribui grandemente na redução da migração de oxigênio e, por extensão, na redução da DMA gerada em parques de resíduos de mineração, além de se comportar como barreira impermeável devido à sua baixa condutividade hidráulica em aterros sanitários.

O desempenho dos recobrimentos depende de um controle efetivo do teor de água durante a compactação. Considerando que o resíduo é orgânico, uma camada superior a 1,0 m tem se mostrado suficiente para aceitar o recalque com o tempo.

A composição predominantemente orgânica do resíduo confere a ele um potencial de biodegradação, tanto em condições aeróbias, quanto anaeróbias. Nos estudos realizados nas células experimentais no Canadá, a biodegradação não gerou nenhum efeito adverso em relação ao comportamento do resíduo como recobrimento, tanto em aterro como em sítios de mineração. O consumo de oxigênio devido a biodegradação aeróbia associada à saturação permitiu uma eficiência de 100% da barreira em relação a migração do oxigênio.

6 – AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem a RIGESA pelo fornecimento do material ensaiado. Os autores da USP agradecem a CAPES e CNPq pelo apoio financeiro dado. Este trabalho também foi parcialmente custeado pelo National Science and Engineering Research Council of Canada (NSERC) em par-ce - ria com as Indústrias Cascade Inc., Les Papiers Perkins Ltd. e Désencrage Cascade Inc.

7 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Ait-Benichou, S., Cabral, A.R., Teixeira, C. E. (2008). Evolution of biodegradation of deinking by-products used as alternative cover material. Waste Management 28(1): 85-96.

Andersland, O. B. e Mathew, J. (1973). Consolidation of high ash papermill sludges – Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, vol. 99 n.SM5, pp. 365-374.

Audet, C., Lefebvre, G., Cabral, A. R., and Burnotte, F. (2002). State of development in the valorization of deinking by-products as an alternative to fine grained soils. TAPPI, Montréal.

Brown, R. A., Fourie, A. B., and Snyman, R. (1998). Pulp sludge: waste or valuable capping mate - rial Proc. Wastecon '98, Fourteenth Congress of the Insitutte of Waste Management, Kempton Park, 564-579.

Burnotte, F., Cabral, A. R. and Lefebvre, G. (2004). "A Simple Field Method to Monitor the State of Saturation in Capillary Barriers." Geotechnical Testing Journal 27(6): 614-618.

Cabral, A. R., Burnotte, F. e Lefebvre, G. (1999). Design construction and monitoring of waster rock cover using pulp and paper residues. Symposium on Tailings and Mine Wastes, Fort Collins, Colorado., Jan., pp. 405-415 Proceedings.

Cabral, A. R., Burnotte, F., Lefebvre, G. e Panarotto, C.T. (2002). Geotechnical characterization of a pulp and paper (deinking) residue used in cover systems. Environmental Geotechincs (4ª ICEG), v. 1, pp. 207-212.

Cabral, A. R., Tremblay, P. and Lefebvre, G. (2004). "Determination of the diffusion coefficient of oxygen for a cover system composed of pulp and paper residues." Geot. Testing J. 27(2): 184-197.

Cabral, A.R., Lefebvre, G. Burnotte, F. Panarotto, C.T. e Pastore, E.L. (1999). Use of pulp and paper residues as an alternative cover material to landifill and to acid generating tailings. Segundo Seminário de Meio Ambiente em Industria de Processo. São Paulo, Jun pp. 56-70.

Cabral, A.R., Racine, I., Burnotte, F., and Lefebvre, G. (2000). Diffusion of Oxygen through a Pulp and Paper Residue Barrier. Canadian Geotechnical Journal, 37, pp. 201-217.

Chabot, R., Marchildonil, l., Labinte, M. and Lavallée, H.-C. (1991). "Que faire des boues de désencrage?" Journal des Pâtes et Papiers, Nov. et Déc.

Ettala, M. (1993). Quality of deinking sludge. J. Environ. Sci. Health, A28(4), 923-932.

Floess, C. H., Smith, R. F. J. and Hitchock, R. H. (1995). "Capping with fiber clay." Journal of Civil Engineering: 62-63.

Kamon, M., Inazumi, S., Rajasekaran, G. and Katsumi, T. (2002). "Evaluation of waste sludge compatibility for landfill cover application." Soils & Foundations 42(4): 13-27.

Kamon, M., Katsumi, T., Rajaseakran, G. e Inazumi, S. (2000). Waste sludges utilization as landfill cover. Geo-Eng 2000, Melbourne, Australia, CD-ROM.

Kraus, J. F., Benson, C. H., Van Maltby, C., and Wang, X. (1997). Laboratory and field hydraulic conductivity of three compacted paper mill sludges. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 123(7), 654-662.

Lambe, T.W., e Whitman, R.V. (1979). Soil mechanics, SI version. John Wiley and Sons, New York.

LaPlante, K. (1993). Geotechnical investigation of several paper mill sludges for use in landfill covers, Master thesis, Rensselaer Polytechnic Institute, Troy, New York, United States.

Latva-Somppi, J., Tran, H. N., Barham, D., and Douglas, M. A. (1994). Characterization of deinking sludge and its ashed residue. Pulp & Paper Canada, 95(10), T382 - T385.

Malmstead, M. J., Bonistall, D. F. and Van Maltby, C. (1999). "Closure of a nine-acre industrial landfill using pulp and paper mill residuals." TAPPI Journal 82(2): 153-160.

Maltby, C. V., and Eppstein, L. (1994). A field case study of the use of paper industry sludges as hydraulic barriers in landfill cover systems. Proceedings of Hydraulic Conductivity and Waste Contaminant Transport in Soil, Philadelphia, 546-58.

Moo-Young, H.K. e Zimmie, T. F. (1996b). Effects of organic decomposition mill sludges as landfill cover material", Environmental Geotechnics. Masashi Kamon (editor), Balkema. pp. 827-832.

Moo-Young, H.K. e Zimmie, T. F. (1996a). Geotechnical properties of paper mill sludges for use in landfill cover" Journal of Geotechnical Engineering, pp.768-775, Sept..

Panarotto, C. T., Cabral, A. R., Lefebvre, G. (2005). Environmental, geotechnical and hidraulic behavior of a cellulose-rich by-product used as alternative cover material. Journal of Environmental Engineering and Science. 4(2): 123-138.

Pinto, C.S. (1965). Equipamento reduzido para moldagem de corpo de prova de solo- aditivo, I Simpósio sobre Pesquisas Rodoviárias, Rio de Janeiro. Ago..

Quiroz, J. D.; Simpson, P.T. and Zimmie, T. F. (2000). "Evaluation of paper sludge landfill cover sttlement" – Geo-Denver – Environmental Geotechnics – GTP 105, pp. 16-31.

Quiroz, J. D. e Zimmie T. F. (1998). Paper mill sludger landfill cover construction. Recycled materils in geotechnical applications, Geotechnical Special publication Number v.79, pp.19-36.

Teixeira, C.E. (2001). Evolution biochimique des résidus de désencrage dans un contexte de valo - risation comme barrière de recouvrement. Tese de doutorado (Ph.D), Université de Sherbrooke, Canada.

Teixeira, P,F. (2002). Dissertação de Mestrado - Características Geotécnicas de um resíduo de papel, Escola Politecnica , Universidade de S.P..

Vlyssides, A. G., and Economides, D. G. (1997). Characterization of wastes from a newspaper wash deinking process. Frenesius Environmental Bulletin, 6, 734-739.

Wang, M. C.; He, J. Q. and Joa, M. (1991). "Stabilization of water plant sludge for possible utilization as embankment material" – The Pennsylvania State University, State College, PA.

Wang, M. C. e Tseng, W. Permeability behavior of water treatment sludge. Journal of Geotechnical Engineering. 1993. v. 119, p.1672-1677.

Zimmie, F. T. e Moo-Young, H. K. (2000). Hydraulic conductivity of paper sludger used for landfill covers. Specialty Conference on Geoenvironment 2000, Special publication.

th ICG 2010 Brazil

International Conference on Geosynthetics

Brazil, 23-27 May 2010

This traditional IGS conference
will offer an unique opportunity for the exchange
of experiences on the main geosynthetic themes through

- lectures •
- paper presentations •
- discussions •
- courses •
- exhibition •

May 23 - 27th 2010

Guarujá - Brazil

www.9icg-brazil2010.info

Organized by

IGS Brasil ABMS

Supported by

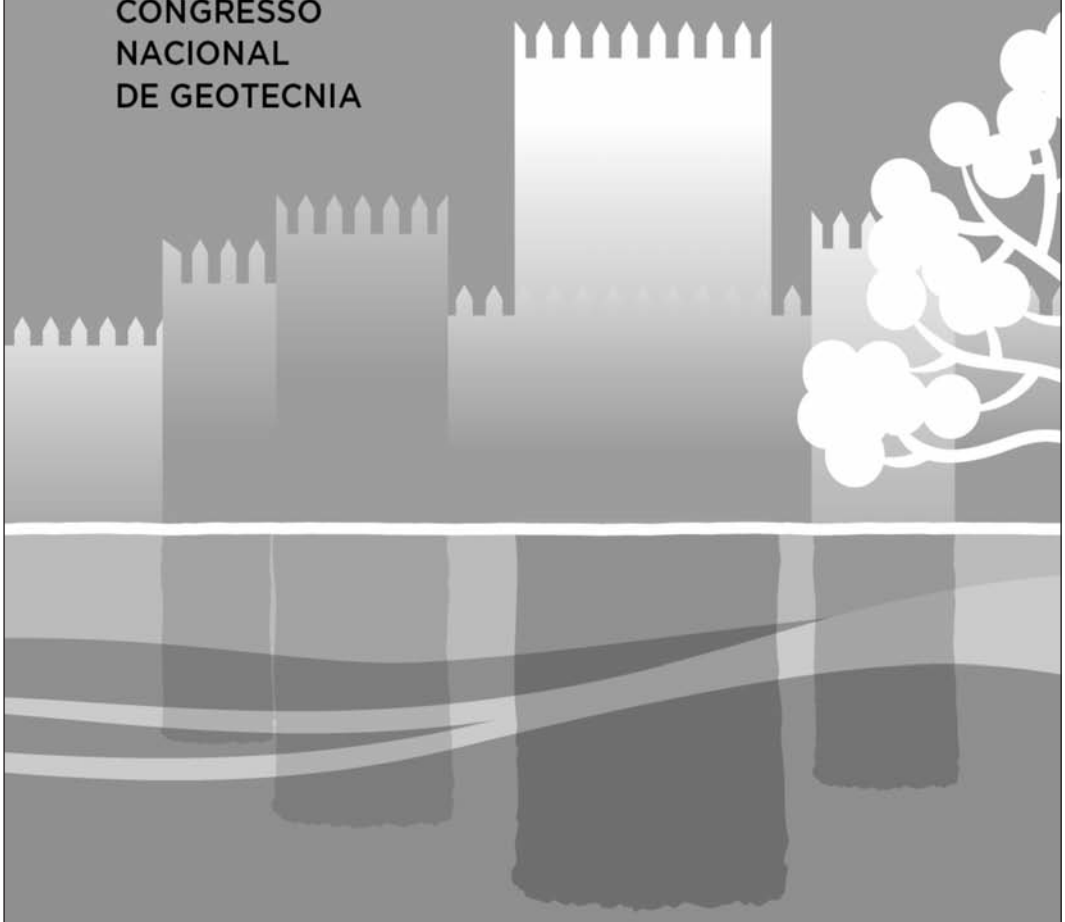
ABINT

Under the auspices of

IGS

12CNG

CONGRESSO
NACIONAL
DE GEOTECNIA



26 A 29 DE ABRIL. GUIMARÃES 2010.

GEOTECNIA E DESENVOLVIMENTO SUSTENTÁVEL

A Sociedade Portuguesa de Geotecnia (SPG) e o Departamento de Engenharia Civil da Universidade do Minho (DEC-UM) têm a honra de o convidar para o 12º Congresso Nacional de Geotecnia, a realizar-se entre os dias 26 e 29 de Abril de 2010, no Campus de Azurém da Universidade do Minho e no Centro Cultural Vila Flor (CCVF), em Guimarães.

O principal objectivo do congresso é o de promover o contacto entre geotécnicos de lingua portuguesa para intercâmbio de experiências no âmbito dos problemas relacionados com o desenvolvimento sustentável e a eficiência energética, contemplando a concepção, o projecto, a construção, a observação, a exploração e a reabilitação de obras geotécnicas, tendo também em vista os últimos desenvolvimentos.

O tema do Congresso é Geotecnia e Desenvolvimento Sustentável. Durante o evento, serão realizadas sessões técnicas para apresentação oral e em poster das comunicações aceites para publicação nas actas do Congresso. Além disso, estão previstas conferências a proferir por especialistas nacionais e estrangeiros, sendo algumas delas centradas no tema do Congresso. Terá ainda lugar uma sessão especial com representantes dos Donos de Obra e das empresas de Projecto, Construção e Exploração.

Como principal inovação no formato do Congresso, destaca-se a realização de uma sessão especialmente dedicada a trabalhos desenvolvidos por jovens geotécnicos, no âmbito de trabalhos de investigação ou da sua actividade profissional. Esses trabalhos serão avaliados e premiados por um painel de especialistas, enquadrados por um regulamento a instituir pela SPG.

Nesse dia vai ser realizado, por equipas, um concurso que envolverá a previsão do comportamento de uma fundação superficial em modelo reduzido e cujo regulamento será divulgado brevemente no sítio do Congresso http://www.12cng.civil.uminho.pt.

No último dia prevê-se a realização de visitas técnicas a obras geotécnicas em curso no País, com especial incidência na região Norte. Durante as sessões do Congresso decorrerá uma exposição técnica, onde estarão representadas Empresas e Instituições envolvidas em actividades na área da Geotecnia.

Como é já habitual neste tipo de eventos irão realizar-se alguns eventos de índole social e cultural.

In Situ
GEOTECNIA

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

INVESTIGAÇÕES GEOTÉCNICAS:

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

CONTROLE TECNOLÓGICO DE FUNDAÇÕES:

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

INSTRUMENTAÇÃO DE OBRAS:

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

LABORATÓRIOS DE SOLOS E PAVIMENTO:

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

tgeotecnia

na génese da construção

dstgroup

Onde a engenharia começa.

Por detrás de uma grande obra está sempre uma grande empresa.
A tgeotecnia, apresenta-se no mercado nacional e espanhol com um vasto leque de soluções, dotada da mais avançada tecnologia e quadros competentes, indispensáveis à elaboração de estudos, projectos e obras geotécnicas. Actualmente, a tgeotecnia dedica-se a todo o tipo de trabalhos desde a prospecção geológico-geotécnica, desenvolvimento de projectos da especialidade até à execução de obras de estabilização de taludes, contenções, tratamento de terrenos e fundações especiais.
As obras realizadas e a satisfação de tantos clientes, bem como inúmeros projectos em crescimento, são a prova de que compensa fazer da inovação a alavanca do desenvolvimento.

tgeotecnia.
Na génese da construção.

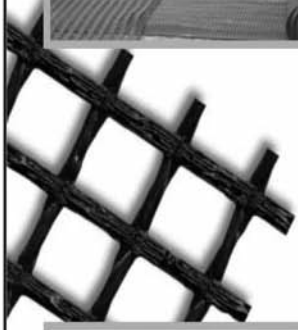
a dst group company

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

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 íngrimes.



HaTelit®

Geogrelha resistente à fadiga, com revestimento betuminoso altamente aderente às camadas asfálticas, ideal para o reforço de concreto asfáltico em recapeamentos 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

CONSULTORES DE ENGENHARIA E AMBIENTE

COBA

GEOLOGIA E GEOTECNIA

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

Planeamento de Recursos Hídricos
Aproveitamentos Hidráulicos
Produção e Transporte de Energia Eléctrica
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

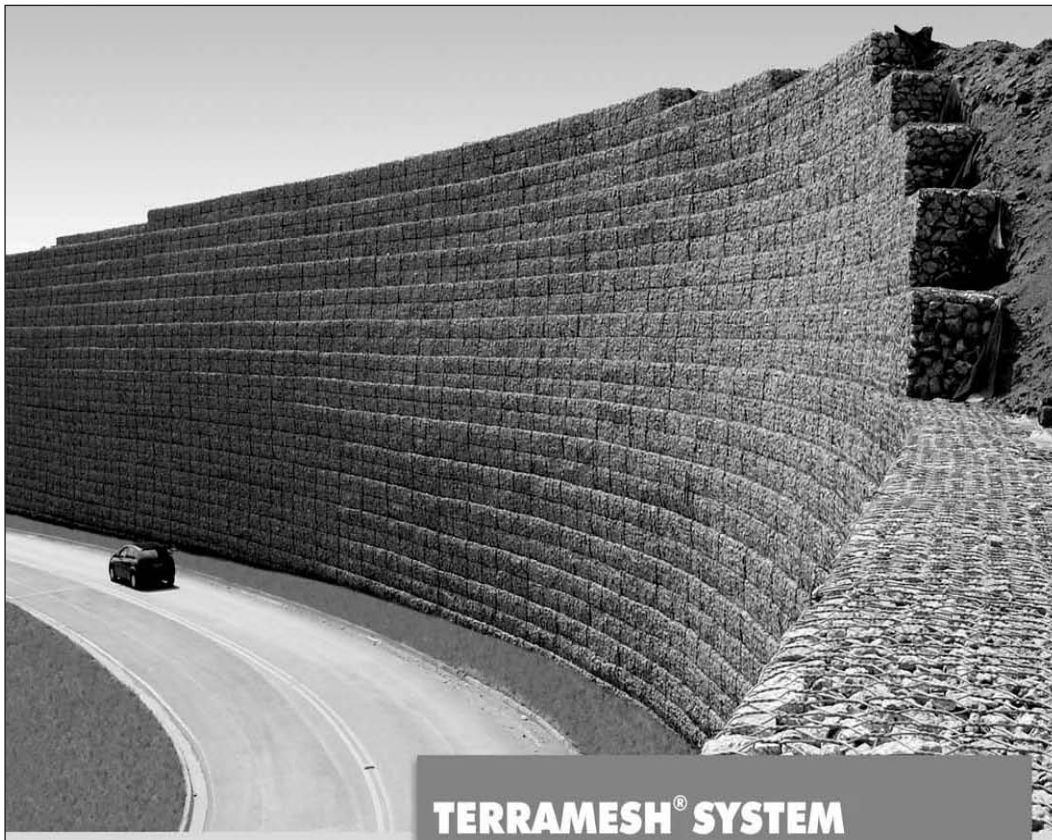
MOÇAMBIQUE
Pestana Rovuma Hotel. Centro de Escritórios.
Rua da Sé nº114. Piso 3, MAPUTO
Tel./Fax: (258) 21 328 813
Cell:(258) 82 409 9605
E-mail: coba.mz@tdm.co.mz

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

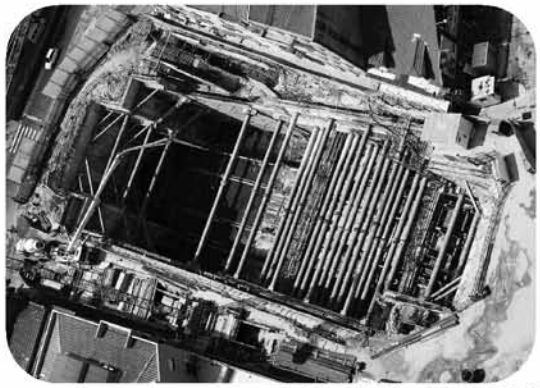
- Facilidade construtiva;
- Econômicas;
- Flexíveis;
- Versáteis;
- Baixo impacto ambiental.

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

Engenharia Geotécnica



ESTRUTURAS DE SUPORTE - FUNDAÇÕES

GEOTECNIA RODOVIÁRIA - TÚNEIS

FISCALIZAÇÃO DE OBRAS GEOTÉCNICAS

CENORGEO – Engenharia Geotécnica, Lda
Grupo CENOR www.cenor.pt

Rua das Vigias - Lote 4.25.01A - Piso 1 Parque das Nações 1990 - 506 Lisboa
Tel. 218437300 - Fax 218437317 cenorgeo@cenorgeo.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

Geocontrole

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

Geocontrole
Geotecnia e Estruturas de Fundação SA

GEOMEC

Ensaios Dinâmicos em Fundações Profundas

Consultoria em Engenharia Geotécnica e de Fundações

Av. Brasil, 691 - 11° 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

Tecnasol

Engenharia Geotécnica

Paredes Moldadas

Estacas

Microestacas

Entivações

Reabilitação

Instrumentação

Pré-esforço

Injecções

Jet Grouting

Injecções de Compensação

Obras Subterrâneas

Impermeabilizações

Geotecnia

Estabilização de Taludes

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

www.tecnasolfge.com

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

DeltaGeo
Geotechnics

INSTRUMENTAÇÃO GEOTÉCNICA *GEOTECHNICAL INSTRUMENTATION*

Estudo
Projeto
Instalação de Instrumentação de auscultação
(importação direta)

DeltaGeo Multipurpose Site Investigation Rig 20M

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

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 Nineth 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

5 **Previsão de capacidade de carga de estacas através de conceitos de tranferência de energia no SPT**
Bianca de Oliveira Lobo, Fernando Schnaid, Edgar Odebrecht e Marcelo Maia Rocha

21 **Ensaio de carga dinâmico – um caso de estudo sobre estacas moldadas**
José Jorge Gouveia Pereira, Jaime Alberto dos Santos, António Gomes Correia e Teresa Nogueira Simões

45 **Mapeamento geotécnico para gestão municipal**
Ana Elisa Silva de Abreu e Oswaldo Augusto Filho

81 **Caracterização do comportamento geotécnico de amostras de EPS por meio de ensaios de laboratório**
José Orlando Avesani Neto e Benedito de Souza Bueno

101 **Aterros sobre solos moles reforçados com colunas de jet grouting encabeçadas por geossintético**
Daniela Oliveira Marques e José Leitão Borges

125 **Resíduo do processo de reciclagem de papel como material alternativo para aplicações em geotecnia ambiental**
Fernando Antônio Medeiros Marinho, Alexandre Cabral, Cláudia Echevenguá Teixeira e Paula Fernanda Teixeira