122 Julho 2011

GEOTECNIA

Revista Luso-Brasileira de Geotecnia

Sociedade Portuguesa de Geotecnia

Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica

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

N.º 122 – Julho 2011

DIRECTOR:
António Silva Cardoso, FEUP

DIRECTOR - ADJUNTO:
Lázaro Zuquette, USP

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

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

COMISSÃO EDITORIAL 2010-2012

Alexandre Pinto, JetSJ Geotecnia – Lisboa
Alexandre Tavares, FCTUC – Coimbra
A. J. Correia Mineiro, FCT-UNL – Caparica
A. Pinto da Cunha, LNEC – Lisboa
Adriano 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.spgeotecnia.pt

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

Distribuição gratuita aos membros da SPG e da ABMS.
Edição parcialmente subsidiada pelo LNEC, FCT.
Execução gráfica: Impressão na Cor Comum em Portugal.
ISSN 0379-9522 – Depósito Legal em Portugal: 214545/04

ÍNDICE

122 Julho 2011

3	**Confiabilidade de estacas cravadas. Estudo de caso com aplicação da teoria Bayesiana**	**Eduardo Vidal Cabral Bernadete Ragoni Danziger Marcus Pacheco**
31	**Evolução no tempo do comportamento mecânico de solos melhorados com cal aérea**	**António Viana da Fonseca Eduardo Castro Neves**
49	**Comportamento da escavação da Estação Salgueiros do Metro do Porto**	**António Topa Gomes António Silva Cardoso Jorge Almeida e Sousa José Carlos Andrade Carlos Augusto Campanha**
69	**Comportamento de um trecho experimental executado com filer de pedreira**	**Marta Pereira da Luz Lilian Ribeiro de Rezende Selma Simões de Castro**
95	**Processos de dinâmica superficial e os estudos de impacto ambiental (EIAs), no estado de São Paulo, Brasil**	**Adriano Akiossi Leandro Eugênio da Silva Cerri**

CONFIABILIDADE DE ESTACAS CRAVADAS. ESTUDO DE CASO COM APLICAÇÃO DA TEORIA BAYESIANA

Reliability of driven piles, a case history with application of Bayesian theory

Eduardo Vidal Cabral*
Bernadete Ragoni Danziger**
Marcus Pacheco***

RESUMO – O engenheiro geotécnico costuma se deparar com várias incertezas. Algumas são inerentes à variabilidade do solo, às condições de carregamento, aos efeitos do tempo, aos processos executivos, aos erros nos ensaios, que influenciam diretamente as estimativas de projeto. Neste trabalho é proposta uma adaptação a estacas em terra de um procedimento concebido para emprego em estacas "offshore", que trata da atualização da estimativa da resistência durante a cravação, com base em registros de execução. A atualização é feita pela aplicação da análise Bayesiana, assumindo que os parâmetros da distribuição probabilística utilizada sejam variáveis randômicas. A incerteza é modelada por distribuições "a priori" e "a posteriori". A distribuição "a posteriori" é calculada pela atualização da distribuição "a priori", utilizando uma função de máxima verossimilhança, que contempla os registros de cravação. O procedimento é aplicado a um conjunto de estacas de um extenso estaqueamento executado na Zona Oeste do Rio de Janeiro.

SYNOPSIS – Geotechnical engineers are commonly faced with various uncertainties. Some are due to soil variability, loading conditions, time effects, construction processes, errors in soil borings that may directly influence design estimations. In this paper an adaptation of a procedure conceived for offshore piles is proposed for use also in onshore piles. It consists in updating the soil resistance estimated during driving, based on driving records. Updating is performed by the Bayesian analysis, assuming that the parameters of the probabilistic distribution are random variables. The uncertainties are modeled by "a priori" and "a posteriori" distributions. The "a posteriori" distribution is calculated by updating the "a priori" distribution, using a maximum likelihood function which contains the information from driving records. The procedure is applied to piles from an extensive piling of a construction located in the West Zone of Rio de Janeiro City.

PALAVRAS CHAVE – Fundações profundas, confiabilidade, estudo de caso, atualização Bayesiana.

1 – INTRODUÇÃO

Diversas estimativas de projeto geotécnico, em especial as avaliações da capacidade de carga de estacas, costumam envolver uma série de incertezas. Estas incertezas decorrem de variações espaciais das propriedades do solo, limitações das investigações geotécnicas, simplificações nos modelos de cálculo, entre outras. Lacasse e Nadim (1994) ressaltam sobre a importância de se adotar enfoques de projeto racionais e bem documentados, capazes de registrar e considerar as in-

* Engevix Engenharia, E-mail: engcabral@gmail.com
** Professor Adjunto, Universidade do Estado do Rio de Janeiro. E-mail: brdanzig@uerj.br
*** Professor Titular, Universidade do Estado do Rio de Janeiro. E-mail: marcus_pacheco@terra.com.br

certezas na avaliação dos parâmetros. A análise da confiabilidade permite que se mapeie e se avalie as incertezas envolvidas. Com este objetivo, utiliza-se neste artigo a análise Bayesiana para atualizar o valor esperado, bem como a variância, da distribuição probabilística da resistência oferecida pelo solo durante a cravação de estacas pré-moldadas. Uma aplicação é feita a um conjunto de estacas de um extenso estaqueamento executado na Zona Oeste do Rio de Janeiro.

A Figura 1 ilustra a metodologia, utilizada inicialmente por Guttormsen (1987) em aplicações a fundações "offshore", indicando a função densidade de probabilidade da resistência do solo durante a cravação. O teorema de Bayes permite a obtenção da distribuição "a posteriori" a partir da estimativa da distribuição "a priori" e da distribuição da função de verossimilhança. As equações 1 e 2 possibilitam o cálculo da estimativa do valor esperado e da variância da resistência atualizada do solo durante a cravação, "a posteriori", em função do valor esperado e da variância da estimativa "a priori" e da distribuição probabilística da função de verossimilhança (Guttormsen, 1987).

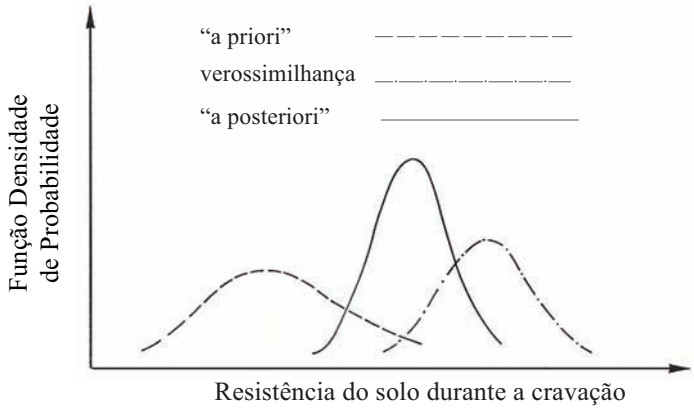


Fig. 1 – Distribuições "a priori", de verossimilhança e "a posteriori" das resistências do solo durante a cravação, Guttormsen (1987), Lacasse e Goulois (1989), Lacasse *et al.* (1991).

$$\mu_Q = \frac{\sigma_{Q\,.}^{2,L}\ \mu_Q^P + \sigma_{Q\,.}^{2,P}\ \mu_Q^L}{\sigma_Q^{2,L} + \sigma_Q^{2,P}} \tag{1}$$

$$\sigma_Q^2 = \frac{\sigma_Q^{2,L}\ .\ \sigma_Q^{2,P}}{\sigma_Q^{2,L} + \sigma_Q^{2,P}} \tag{2}$$

onde μ_Q é o valor esperado da resistência do solo durante a cravação atualizada, ou seja, obtida "a posteriori", enquanto $\mu_Q{}^P$ e $\mu_Q{}^L$ são, respectivamente, o valor esperado da resistência prevista originalmente ("a priori") e aquela obtida a partir dos dados de cravação no campo (função de verossimilhança). O valor de $\sigma_Q{}^2$ designa a variância da distribuição atualizada da resistência do solo durante a cravação ("a posteriori") e $\sigma_Q{}^{2,P}$ e $\sigma_Q{}^{2,L}$ são, respectivamente, as variâncias da distribuição prevista originalmente, pelos ensaios de campo, "a priori", e a partir dos registros de cravação (pela função de verossimilhança).

A metodologia de atualização de Bayes permite que um julgamento subjetivo, baseado em cálculos realizados "a priori", sejam combinados com observações objetivas (função de verossimilhança), como, por exemplo, os registros obtidos por ocasião da cravação, resultando numa estima-

tiva atualizada da resistência do solo oferecida durante a cravação. Guttormsen (1987) salienta que este procedimento auxilia o engenheiro na organização, avaliação e acúmulo da experiência fornecida pelos registros de cravação, além de prover elementos para decisões *in situ* quanto ao desempenho das estacas.

Há vários exemplos de aplicação do enfoque de Bayes à engenharia geotécnica, conforme cita Vrouwenvelder (1992). Esse autor apresenta um resumo dos diferentes métodos de ensaios em fundações e da forma como os resultados podem ser combinados para se chegar a uma estimativa da capacidade de carga atualizada, considerando também a questão dos fatores de segurança. Dentre outros trabalhos com esse enfoque destacam-se os de Lacasse *et al.* (1991) e de Guttormsen (1987) que serviram de base ao presente trabalho. Zhang *et al.* (2004) ilustram uma aplicação na redução das incertezas de correlações empíricas. O enfoque Bayesiano é aplicado na atualização de previsões empíricas, através da incorporação de informações de caráter regional, ou observações de campo, reduzindo as incertezas associadas ao uso de correlações. Um detalhamento da teoria de Bayes pode ser encontrado em textos como Ang e Tang (1984).

2 – RESISTÊNCIA DO SOLO DURANTE A CRAVAÇÃO

A resistência mobilizada pelo solo durante a cravação de uma estaca difere da resistência mobilizada durante o carregamento estático. A resistência mobilizada durante a cravação, conhecida como SRD, "soil resistance during driving" (Toolan e Fox, 1977, Stevens *et al.,* 1982; Semple e Gemeinhardt, 1981), é que deve ser relacionada ao número de golpes por penetração numa análise pela equação da onda. Semelhantemente à estimativa pelos métodos estáticos, a resistência durante a cravação é a soma das forças de resistência mobilizadas ao longo do fuste e na ponta da estaca. A resistência de ponta é estimada através da resistência unitária mobilizada na ponta multiplicada pela área da base e o atrito lateral é a soma das parcelas obtidas pela multiplicação do atrito médio mobilizado durante a cravação em cada uma das camadas pela área da superfície de embutimento da estaca na camada considerada.

Vários métodos estão disponíveis para a determinação do atrito lateral unitário e da resistência unitária de ponta oferecidos pelo solo durante a cravação, sendo os derivados da API (American Petroleum Institute, 2002) ou do método conhecido como CPT (de Ruiter e Beringen, 1979; Toolan e Fox, 1977) os mais aplicados à engenharia "offshore". Estes métodos são originários da experiência em estacas "offshore", embora não haja restrição à sua utilização em estacas em terra, uma vez que o comportamento da estaca é o mesmo nas duas situações.

Para a aplicação à obra em análise, procurou-se adaptar dois métodos de uso corrente em estacas em terra. Como tais métodos foram estabelecidos para a determinação da capacidade de carga a longo prazo, são necessárias adaptações às condições de cravação. Estas adaptações foram feitas pela incorporação dos procedimentos já adotados na prática "offshore" e detalhados em Cabral (2008). Estas adaptações serão apresentadas em 4.1 e 4.2.

O objetivo da seleção de dois métodos foi avaliar a influência da incerteza dos modelos de cálculo utilizados "a priori", na atualização da distribuição probabilística "a posteriori". Como a experiência brasileira para a determinação da capacidade de carga estática consiste na utilização de métodos semi-empíricos, baseados fundamentalmente no SPT, diretamente ou através de correlações com o ensaio de cone, como os métodos de Aoki e Velloso (1975), Décourt e Quaresma (1978) e Velloso (1981), optou-se pelo método de Décourt e Quaresma (1978) pela sua simplicidade e por apresentar bom ajuste com resultados experimentais. As expressões desenvolvidas para o valor esperado e a variância da distribuição normal da resistência do solo durante a cravação, com base em soluções aproximadas, são bastante simples, como se verá no item 4. Para a aplicação a um método de uso corrente fora do Brasil, optou-se pela proposta do US Army Corps of Engineers (2005).

Este método, sugerido para utilização em obras em terra, foi selecionado por ser um método teórico semelhante ao método da API, permitindo uma adaptação mais direta à resistência durante a cravação através da experiência "offshore".

A formulação utilizada na determinação do valor esperado e da variância foi a FOSM ("first order second moment"), igualmente por sua simplicidade. O desenvolvimento das equações para o método de Décourt e Quaresma (1978) e US Army Corps of Engineers (2005) foi apresentado por Cabral (2008). Neste trabalho serão apresentadas as equações em sua forma final. O desenvolvimento da formulação para a determinação do valor esperado e da variância foi procedido a partir das adaptações introduzidas nos dois métodos, de forma a contemplar a resistência durante a cravação, e não a longo prazo. Desta forma, procurou-se prever a SRD com a redução das resistências unitárias de atrito, nas camadas argilosas de comportamento não drenado, bem como com a adoção dos mesmos limites de resistência unitária de ponta e atrito utilizados na prática "offshore", para a condição de final de cravação contínua.

3 – REGISTROS DA OBRA

3.1 – Descrição da obra e caracterização geotécnica

Trata-se de um empreendimento de vulto internacional, a Vila Pan-americana, que abrigou os atletas durante os Jogos Pan-americanos de 2007, estando localizado à Avenida Ayrton Senna, na Barra da Tijuca, Rio de Janeiro. O empreendimento é composto por dezessete edifícios subdivididos em setores, quadras e blocos como ilustrado nas Figuras 2 e 3. O embasamento é o trecho não edificado que compõe o acesso aos blocos.

Fig. 2 – Localização do empreendimento (após a construção).

A área apresenta camada de argila mole superficial de espessura variável, chegando a 13m. Para uma melhor caracterização do solo, foram realizados ensaios de campo e laboratório, em verticais pré-determinadas, conforme recomendação dos consultores geotécnicos da obra.

Os estudos de caracterização envolveram 4 verticais de ensaios CPTu com 13 ensaios de dissipação, 34 ensaios de palheta e 8 coletas em amostradores Shelby. Os ensaios de campo foram detalhados nos relatórios da empresa consultora de geotecnia, Geoprojetos (2004). Um resumo das características geotécnicas da camada muito mole superficial foi apresentado por Sandroni e Deotti (2008), sendo reproduzido nos Quadros 1 e 2.

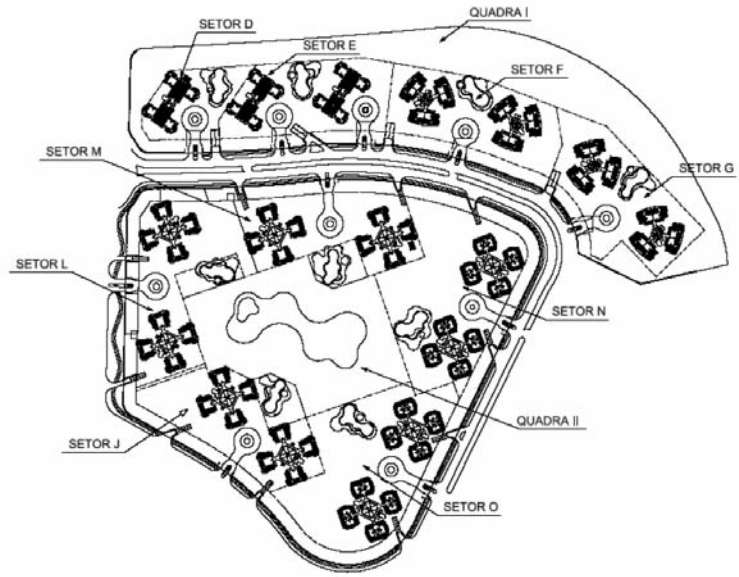


Fig. 3 – Divisão dos setores do embasamento e quadras.

Quadro 1 – Descrição geotécnica da camada mole superficial (Sandroni e Deotti, 2008).

Intervalo de profundidade (m)	Descrição tátil-visual	Teor de umidade (%)	Limite de liquidez (%)	Índice de plasticidade (%)
0,0 a 3,0	Turfa cinza escuro e argila siltosa, com conchas	200 a 600	270 a 370	150 a 250
3,0 a 12,0	Argila siltosa orgânica cinza escuro com conchas	100 a 300	100 a 250	60 a 120
Nota 1 – Limites de liquidez e plasticidade – obtidos sem secagem prévia				

Os ensaios de caracterização registraram um material com umidade natural de até 600%, até 3m de profundidade, reduzindo para 100 a 300% de 3 a 13m de profundidade. Os valores de limite de liquidez são bastante elevados, sendo superiores na superfície, assim como os limites de plasticidade. Os valores de peso específico natural são bastante reduzidos, cerca de 12 kN/m^3 e os valores de índice de vazios são muito altos, face ao elevado teor de umidade.

A razão de pré-adensamento é maior na superfície, reduzindo com a profundidade. Os valores de $C_c/(1+e_o)$, índice de compressão normalizado, apresentam variação pequena, sendo de 0,45, em média. Os ensaios de laboratório confirmaram os resultados dos ensaios Vane e piezocone, ou seja, o estrato superficial apresenta baixíssima consistência, com resistência muito reduzida e elevada compressibilidade. Abaixo da camada mole, o perfil geotécnico apresenta camadas alternadas de sedimentos arenosos e argilosos, com N_{SPT} variados, mas com resistência significativamente superior ao estrato argiloso superficial, até o horizonte residual. O horizonte de solo residual teve início a profundidades que variam de 10 a 16m até o limite das sondagens, de 19 a 45m de profundidade. Os resultados de resistência não drenada natural (S_u) e amolgada obtidos dos ensaios Vane de campo são também apresentados na Figura 4.

Quadro 2 – Compressibilidade e resistência da camada mole (Sandroni e Deotti, 2008).

Intervalo de profundidade (m)	Pré-adensamento (kPa) *Ver nota 2	Índice de compressão virgem=$C_c/(1+e)$	Resistência do ensaio Vane (kPa)	Resistência de ponta corrigida do piezocone (q_T, kPa)
0,0 a 3,0	10	0,48	3,0 a 8,0	110 a 220
3,0 a 12,0	20	0,42	5,0 a 15,0	150 a 240
Nota 2 – Diferença entre tensão de pré-adensamento e tensão efetiva vertical				
Nota 3 – Valores de N_{SPT} iguais ou inferiores a 1				
Obs: Coeficiente de adensamento da ordem de 1 a 3 $\times$ 10^{-7} m^2/s				

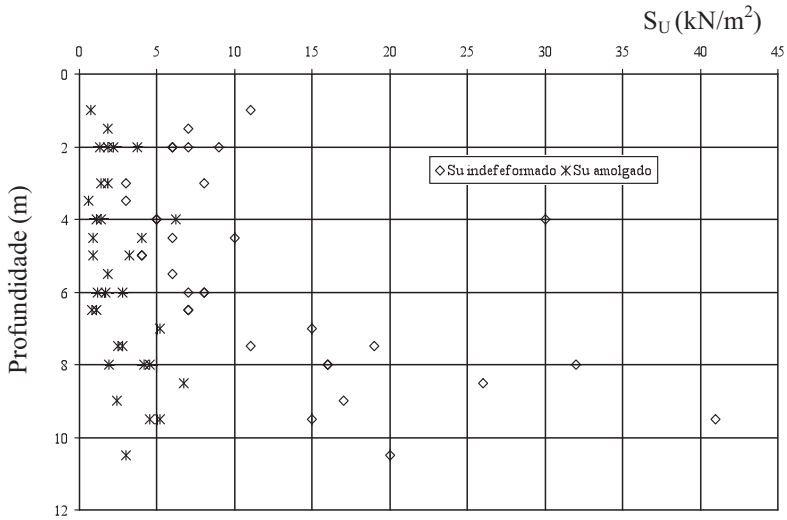


Fig. 4 – Resultados dos ensaios Vane de campo (Geoprojetos, 2004).

3.2 – Tipo de estaca empregada

As estacas utilizadas foram do tipo pré-moldada, fornecidas por fabricantes distintos: no trecho da obra que compõe os embasamentos foram utilizadas estacas pré-moldadas de concreto armado, com diâmetros variados. Neste trabalho foram analisadas apenas as estacas do embasamento.

Além da diferença de diâmetro, as estacas possuíam outras características geométricas distintas: algumas contemplavam seção plena, enquanto as de maior diâmetro apresentavam seção vazada. As cargas nominais das estacas estão listadas no Quadro 3.

A Norma Brasileira de Projeto e Execução de Fundações, NBR 6122/2010, prevê medidas que devem ser tomadas para garantir um desempenho adequado das fundações. Estas medidas foram todas controladas e atendidas por ocasião da execução do estaqueamento. A norma NBR 6122/2010 também recomenda a elaboração do diagrama de cravação em 10% das estacas. Os diagramas de cravação foram elaborados para todas as estacas da obra.

O controle da cravação das estacas foi procedido através da comparação do diagrama de cravação com as sondagens representativas dos respectivos setores. Exemplificando, na Figura 5 é

Quadro 3 – Cargas de trabalho das estacas do embasamento (Geomec, 2005).

Seção	Característica da Seção	Área da Seção aparente de concreto (cm²)	Carga de Trabalho (kN)
ϕ26	Plena	531	550
ϕ33	Vazada	601	900
ϕ38	Vazada	754	1050
ϕ42	Vazada	895	1300
ϕ50	Vazada	1257	1450

apresentado um resultado de controle de cravação de estacas localizadas no Setor M (ver Figura 3). No lado esquerdo da figura se observa o perfil típico e a variabilidade do N_{SPT} e no lado direito os diagramas de cravação das estacas analisadas deste setor, permitindo avaliar se o diagrama de cravação das estacas está de acordo com os resultados das sondagens. Esta análise foi realizada em grande parte das estacas da obra.

A área do embasamento possui cerca de 1700 estacas. Foram realizados 30 ensaios de carregamento dinâmico. Face à extensão do banco de dados disponível, selecionou-se alguns setores a serem analisados neste trabalho. Os setores escolhidos foram: F, G, M e N. Um total de 19 ensaios de carregamento dinâmico foi realizado nos setores selecionados, interpretados pelo Método CASE e 9 também pelo CAPWAP. Os ensaios foram distribuídos nos setores analisados conforme o Quadro 4 e os resultados indicados no Quadro 5.

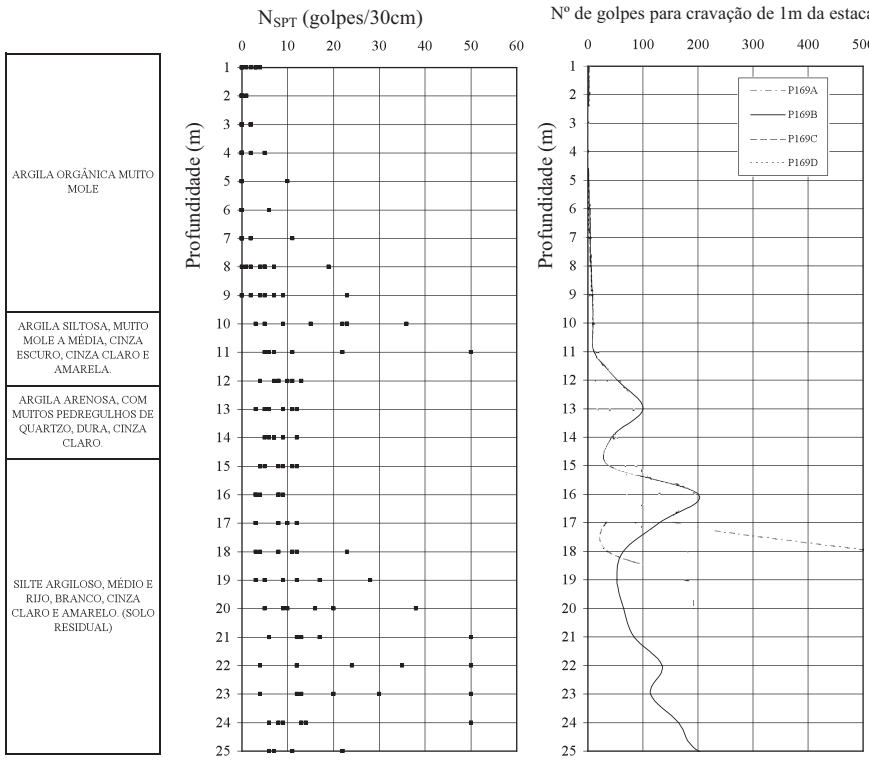


Fig. 5 – Perfil típico, variabilidade do N_{SPT} e diagrama de cravação, Setor M.

Quadro 4 – Ensaios de carregamento dinâmico nos setores analisados do embasamento.

Setor	Número de estacas					Estacas Instrumentadas	Estacas com CAPWAP
	ϕ26	ϕ33	ϕ38	ϕ42	ϕ50		
M	22	66	20	29	8	P 109B, 122C, 157, 169B, 190	P 109B, 157
N	34	163	79	36	8	P 109D, 137B, 170A, 209B, 210B, 227D, 242, 243C, C6	P 109D, 209B, 210B
F	11	65	32	33	11	P 138, 184	P 138, P184
G	14	110	25	16	4	P 203A, 203B, 215A	P 203A, 215A

O valor médio do fator de segurança foi de 1,8, excluindo-se a estaca quebrada. Das 19 estacas ensaiadas, 16 apresentaram fator de segurança inferior a 2, em relação à resistência mobilizada no ensaio, e a P157 do Setor M apresentou dano estrutural.

Quadro 5 – Resultados dos ensaios e fator de segurança de cada estaca ensaiada.

Setor	Estaca	D (m)	Compr. (m)	Resistência Mob. (kN)		Carga de trabalho (kN)	FS
				CASE	CAPWAP		
F	P138	ϕ 50	15,0	2340	2346	1450	1,62
	P184	ϕ 33	26,6	1870	-	900	2,01
G	P203A	ϕ 38	22,3	1940	1928	1050	1,83
	P203B	ϕ 38	21,8	1820	-	1050	1,73
	P215A	ϕ 33	24,5	1650	1639	900	1,83
M	P109B	ϕ 42	22,7	2200	2125	1300	1,63
	P122C	ϕ 42	26,3	1760	-	1300	1,35
	P157 (*)	ϕ 50	19,3	1340	1306	1450	-
	P169B	ϕ 33	25,7	1600	-	900	1,78
	P190	ϕ 50	19,6	2620	-	1450	1,80
N	P109D	ϕ 33	33,8	1540	1500	900	1,67
	P137B	ϕ 33	12,9	1550	-	900	1,72
	P170A	ϕ 33	15,0	1990	-	900	2,21
	P209B	ϕ 33	16,5	1660	1669	900	1,85
	P210B	ϕ 42	15,4	2110	2097	1300	1,61
	P227D	ϕ 33	16,0	1410	-	900	1,57
	P242	ϕ 42	15,6	2490	-	1300	1,92
	P243C	ϕ 42	16,0	1720	-	1300	1,32
	PC6	ϕ 26	17,7	1140	-	550	2,07

(*) Estaca quebrada

4 – ESTIMATIVA "A PRIORI" DA RESISTÊNCIA DURANTE A CRAVAÇÃO

4.1 – Método de Décourt e Quaresma (1978)

A descrição do método pode ser encontrada em Décourt e Quaresma (1978, 1982). O desenvolvimento detalhado das expressões para o valor esperado e a variância da função resistência do solo durante a cravação, com base na solução aproximada através da expansão em Série de Taylor (FOSM, "first order second moment") foi apresentado por Cabral (2008). Estas expressões foram desenvolvidas assumindo uma distribuição normal para as variáveis, a exemplo dos trabalhos de Lacasse *et al.* (1991) e de Lacasse e Nadim (1994).

Cabe destacar que a adaptação do método de Décourt e Quaresma (1978), prevendo as condições durante a cravação, consistiu na utilização da proposta de Toolan e Fox (1977), "remoulded shear strength method". Toolan e Fox (1977) recomendam a utilização, nas camadas argilosas, da resistência ao cisalhamento amolgada, tanto para o atrito externo (na situação embuchada), como no atrito externo e interno (na situação não embuchada).

$$\tau_{\text{int}} = \tau_{ext} = S_{ur} \tag{3}$$

sendo S_{ur} a resistência amolgada.

Para todo o trecho argiloso superficial, de muito baixa consistência, foi adaptado ao cálculo do atrito lateral do método de Décourt e Quaresma (1978) um fator corretivo igual à relação entre a resistência amolgada e a resistência não drenada. O fator corretivo, com valor médio igual a 0,25, obtido dos ensaios Vane, foi aplicado às expressões desenvolvidas para o valor esperado e a variância, a cada metro de profundidade, nesta camada argilosa superficial. O método de Semple e Gemeinhardt (1981), também conhecido por "factored shear strength method", não foi adotado uma vez que ele é mais indicado a argilas rijas, com elevados valores de OCR. A camada argilosa superficial, de muito baixa consistência, contribui muito pouco para a resistência do solo durante a cravação.

Nas camadas de solo residual, em grande parte de natureza siltosa e arenosa, tanto o atrito lateral unitário como a resistência de ponta durante a cravação contínua foram calculados utilizando-se os procedimentos estáticos, conforme preconizam os métodos citados. Porém, valores limites de atrito lateral e resistência de ponta são normalmente aplicados para a estimativa da resistência durante a cravação. Os valores limites incluídos nas adaptações incorporadas ao método Décourt e Quaresma (1978) foram de 120 kPa em relação ao atrito unitário, Toolan e Fox (1977), e de 9,8 MPa em relação à resistência unitária de ponta para areias, Stevens *et al.* (1982). A escolha destes limites procurou contemplar um consenso entre as opiniões dos autores pesquisados.

O valor esperado do atrito lateral a cada profundidade, em kN, é dado por:

$$\mu_{Q_l} = \pi \times D \times 1 \times \left(\frac{\bar{N}_{SPT}}{0,3} + 10 \right) \tag{4}$$

O valor esperado do N_{SPT} foi tomado como o valor médio entre as n sondagens representativas. D é o diâmetro da estaca. No caso de a estaca atravessar camadas de argila, a expressão (4) deve ser multiplicada pelo fator corretivo para considerar a resistência amolgada. Deve-se atentar para o valor limite de 120 kPa para o atrito unitário.

A variância é dada por:

$$\sigma^2_{Q_l} = \left[\pi \times D \times 1 \right]^2 \times \left(\frac{1}{0,3} \right)^2 \times V\left[N_{SPT} \right] \tag{5}$$

A variância do N_{SPT}, $V[N_{SPT}]$, corresponde ao quadrado do desvio padrão a uma dada profundidade, entre as n sondagens representativas. No caso de a estaca atravessar camadas de argila, a expressão (5) deve ser multiplicada pelo quadrado do fator corretivo, para considerar a resistência amolgada.

O valor esperado e a variância da resistência de ponta são dados pelas expressões:

$$\mu_{Q_p} = \pi \times \frac{D^2}{4} \times 10 \times C \times E\left[N_{SPT}\right] \tag{6}$$

$$\sigma^2_{Q_p} = \left[\frac{\pi \times D^2}{4}\right]^2 \times \left[10 \times C\right]^2 \times V\left[N_{SPT}\right] \tag{7}$$

O valor de C, segundo Décourt e Quaresma (1978), depende do tipo de solo e o valor esperado do N_{SPT} , $E[N_{SPT}]$, corresponde ao valor médio, entre as n sondagens representativas.

No caso da ponta, Toolan e Fox (1977) não apresentam limite para a resistência de ponta unitária, tendo sido considerado o valor limite de Stevens *et al.* (1982), de 9,8 MPa, correspondente aos solos arenosos.

Em termos globais, para o valor esperado e a variância da resistência total do solo durante a cravação, admitindo-se independência estatística entre Q_L e Q_P tem-se:

$$\mu_{Q_{rupt}} = \mu_{Q_{L_{acumulado}}} + \mu_{Q_p} \tag{8}$$

$$\sigma^2_{Q_{rupt}} = \sigma^2_{Q_{Lacumulado}} + \sigma^2_{Q_p} \tag{9}$$

4.2 – Método do US Army Corps of Engineers (2005)

O método do Corpo de Engenheiros do Exército Americano utiliza expressões teóricas de capacidade de carga semelhantes às do método da API. São apresentadas aqui apenas as equações deduzidas por Cabral (2008) para o valor esperado e variância da resistência do solo, prevendo as condições durante a cravação (SRD). Os mesmos valores limites de atrito unitário e resistência de ponta foram incorporados a este método. Para a descrição detalhada do método original, cabe consultar US Army Corps of Enginneers (2005).

O valor esperado e a variância da resistência lateral, no caso de solos arenosos (comportamento drenado) são dados, respectivamente, por:

$$\mu_{Q_l} = A_{S_i} \times \mu_{k_i} \times \mu_{\sigma'_{vi}} \times \tan\mu_{\delta_i} \tag{10}$$

$$\sigma^2_{Q_l} = A^2_{S_i} \times \left[\left(\mu_{\sigma'_{vi}} \times \tan\mu_{\delta_i}\right)^2 \times \sigma^2_{k_i} + \left(\mu_{k_i} \times \tan\mu_{\delta_i}\right)^2 \times \sigma^2_{\sigma'_{v_i}} + \left(\frac{\mu_{k_i} \times \mu_{\sigma'_{vi}}}{\cos\mu_{\delta_i}}\right) \times \sigma^2_{\delta_i}\right] \tag{11}$$

onde A_{si} é a área lateral, σ'_{vi} a tensão vertical efetiva, δ_i o ângulo de atrito solo x estaca e K_i o coeficiente de empuxo, referenciados à camada i. Cabe destacar que μ é o valor esperado e σ^2 a variância de cada uma das variáveis anteriormente designadas. Para a obtenção dos parâmetros de resistência ao cisalhamento em função do N_{SPT}, utilizaram-se as sugestões de Kulhawy e Mayne (1990), com a conversão da eficiência do N_{SPT} brasileiro, obtida por Cavalcante (2002).

No caso de solos argilosos, de comportamento não drenado, o valor esperado e a variância da resistência lateral são dados, respectivamente, por:

$$\mu_{Q_{l_i}} = A_{S_i} \times \mu_{\alpha_i} \times \mu_{s_{ui}} \tag{12}$$

$$\sigma^2_{Q_{l_i}} = A^2_{S_i} \times \left[\mu^2_{\alpha i} \times \sigma^2_{Sui} + \mu^2_{Sui} \times \sigma^2_{\alpha_i} \right] \tag{13}$$

onde α_i é o fator de adesão. As demais variáveis foram definidas anteriormente, referenciadas à camada i. Utiliza-se a resistência amolgada, prevendo as condições de cravação.

Para a resistência de ponta, caso de solos arenosos, o valor esperado e a variância são dados, respectivamente, por:

$$\mu_{Q_P} = A_P \times \mu_{Nq_i} \times \mu_{\sigma'_{v_i}} \tag{14}$$

$$\sigma^2_{Q_P} = A^2_P \times \left[\mu^2_{Nq_i} \times \sigma^2_{\sigma'_{v_i}} + \mu^2_{\sigma_{vi}} \times \sigma^2_{N_{q_i}} \right] \tag{15}$$

onde A_p é a área da ponta, N_q o fator de capacidade de carga, as demais variáveis tendo sido definidas anteriormente, referenciadas à camada i.

Para a resistência de ponta no caso de solos argilosos, de comportamento não drenado, o valor esperado e a variância são dados, respectivamente, por:

$$\mu_{Q_P} = A_P \times \mu_{N_{c_i}} \times \mu_{S_{u_i}} \tag{16}$$

$$\sigma^2_{Q_P} = A^2_P \times \left[\mu^2_{N_{c_i}} \times \sigma^2_{S_{u_i}} + \mu^2_{S_{u_i}} \times \sigma^2_{N_{c_i}} \right] \tag{17}$$

onde N_c é o fator de capacidade de carga, as demais variáveis tendo sido definidas anteriormente, referenciadas à camada i.

4.3 – Considerações e simplificações empregadas na análise

Dividiu-se cada trecho do embasamento em regiões representativas, de tal forma que cada uma das estacas em estudo pudesse ser analisada por um conjunto de sondagens relativamente próximas. A Figura 6 ilustra um caso típico, correspondendo às estacas P203A e P215A do Setor G. Para cada região representativa foi estabelecido um perfil geotécnico único. Cabe observar que a própria escolha da região foi condicionada à sua representatividade através do perfil escolhido.

Para cada uma das regiões, a cada metro de profundidade, foi procedido um estudo estatístico para determinação do valor médio e da variância do N_{SPT}. Com base na variabilidade do N_{SPT}, foram aplicadas as expressões desenvolvidas para o valor esperado e variância do atrito lateral unitário e resistência de ponta unitária a cada metro, a partir dos quais se determinou, finalmente, o valor esperado e a variância da resistência total oferecida pelo solo à cravação para a profundidade de embutimento de cada estaca. Foram elaboradas planilhas eletrônicas para a previsão “a priori” pelos dois métodos escolhidos. Detalhes sobre o banco de dados para os diversos setores estudados foram apresentados por Cabral (2008).

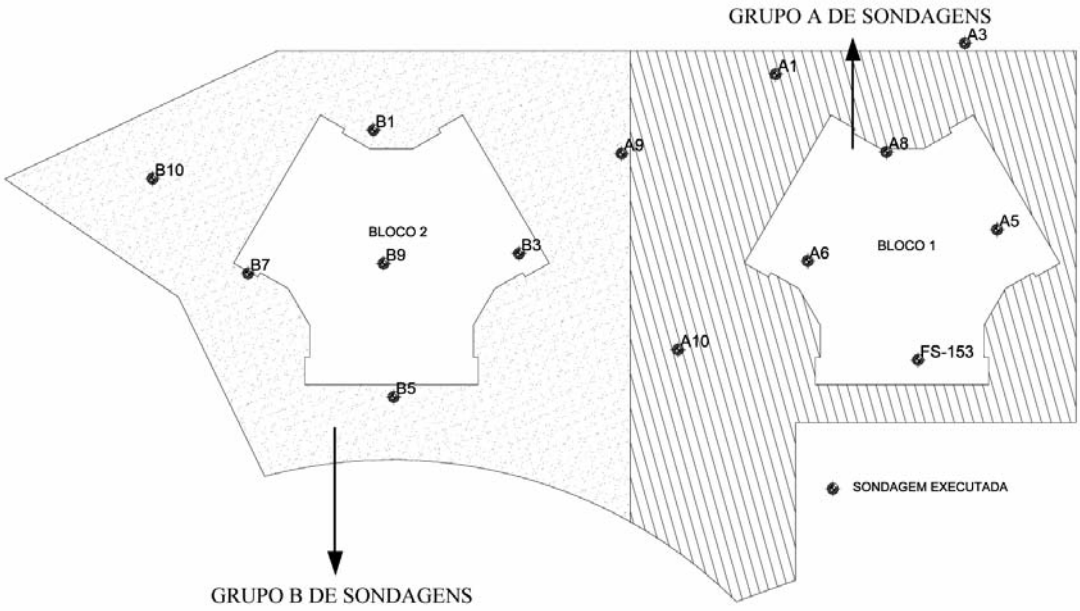


Fig. 6 – Planta com regiões representativas para cada grupo de sondagens, setor G.

4.4 – Resumo das estimativas "a priori" pelo método de Décourt e Quaresma

O Quadro 6 resume os resultados obtidos para a estimativa "a priori" pelo método de Décourt e Quaresma (1978) para as estacas analisadas do embasamento e compara os coeficientes de variação de ponta e atrito das estacas analisadas dos respectivos setores.

Cabe destacar, do Quadro 6, que os maiores coeficientes de variação ocorreram nas estacas com maior percentual de carga previsto na ponta (P 137 do Setor N), enquanto os menores naquelas com maior percentual de carga previsto por atrito (P 138, Setor F). Este aspecto revela uma maior incerteza na previsão para a parcela de ponta. De fato, Décourt e Quaresma (1982) já alertavam para este ponto, sugerindo a adoção de fatores de segurança distintos, para a resistência de atrito e ponta, procurando contemplar, entre outros aspectos, a menor variabilidade na determinação da parcela de atrito. Observa-se, também do Quadro 6, que o coeficiente de variação da estimativa da parcela de atrito, além de menor, apresentou-se também mais uniforme, variando na faixa de 0,10 a 0,30, com média de 0,16. Por outro lado, em relação ao coeficiente de variação da parcela de ponta, este variou numa faixa muito maior, no intervalo de 0,45 a 1,11, com um valor médio igual a 0,69. Salienta-se ainda que a maior parte das estacas está assente em solo residual de natureza silto arenosa. Apenas as estacas dos Setores F e G estão assentes em solo de natureza silto argilosa. De fato, o Quadro 6 revela também que nestes setores as estacas apresentam uma menor porcentagem de ponta e, portanto, valores bem mais reduzidos de coeficiente de variação da resistência global.

Quadro 6 – Parâmetros da distribuição "a priori" da resistência do solo durante a cravação. Método de Decourt e Quaresma (1978).

Setor	Estaca	Valor esperado μ_Q^P (kN)	Desvio padrão σ_Q^P (kN)	% Ponta	Coeficiente de Variação σ_Q^P/μ_Q^P		
					Global	Ponta	Atrito
M	P 157	2184,70	1242,37	62	0,57	0,91	0,18
	P109B	2246,01	865,42	50	0,39	0,75	0,16
	P 190	1626,65	501,26	44	0,31	0,68	0,13
	P169B	1860,05	386,46	40	0,21	0,45	0,17
	P122C	2022,11	381,22	33	0,19	0,50	0,14
G	P203B	908,90	138,31	15	0,15	0,65	0,14
	P215A	982,29	135,13	15	0,14	0,59	0,12
	P203A	930,74	138,29	15	0,15	0,65	0,13
F	P 138	1082,74	127,58	15	0,12	0,56	0,10
	P 184	1238,70	200,20	17	0,16	0,69	0,13
N	P137B	688,60	544,37	71	0,79	1,11	0,30
	P210B	1689,89	1034,74	71	0,61	0,86	0,30
	P243C	1501,59	625,50	62	0,42	0,67	0,15
	P 242	1501,59	622,01	62	0,41	0,67	0,10
	P209B	1265,00	584,97	60	0,46	0,75	0,26
	P227D	1024,30	388,49	56	0,38	0,67	0,15
	P170A	702,89	230,26	52	0,33	0,63	0,10
	PC6	1038,72	357,34	42	0,34	0,78	0,19
	P109D	2216,11	318,44	23	0,14	0,48	0,12

Nota: Os dados geométricos das estacas constam do Quadro 5.

4.5 – Resumo das estimativas "a priori" pelo método do US Army Corps of Engineers

O Quadro 7 resume os resultados obtidos da estimativa "a priori" pelo método do US Army Corps of Engineers para as estacas analisadas do embasamento e compara os coeficientes de variação de ponta e atrito das estacas analisadas dos respectivos setores.

A mesma tendência do modelo de cálculo anterior pode ser observada. Enquanto o coeficiente de variação do atrito lateral previsto é relativamente baixo, ainda menor neste método do que no anterior, o coeficiente de variação da ponta é alto, ainda mais alto neste método. Apesar de os dois modelos de cálculo apresentarem diferenças às vezes significativas entre os valores esperados da resistência do solo durante a cravação, as distribuições de resistência percentuais na ponta e, conse - qüentemente, no atrito, são equivalentes.

Quadro 7 – Parâmetros da distribuição "a priori" da resistência do solo durante a cravação. Método do US Army Corps of Engineers.

Setor	Estaca	Valor esperado μ_Q^P (kN)	Desvio padrão σ_Q^P (kN)	% Ponta	Coeficiente de Variação σ_Q^P/μ_Q^P		
					Global	Ponta	Atrito
M	P 190	3583,90	1928,54	64	0,54	0,84	0,09
	P 157	3187,00	1807,00	56	0,57	1,00	0,14
	P109B	3370,80	1108,85	40	0,33	0,81	0,08
	P122C	3513,80	1369,90	39	0,39	1,00	0,07
	P169B	2640,93	837,66	32	0,32	0,98	0,09
G	P215A	883,45	110,65	9	0,13	0,53	0,13
	P203A	818,10	96,55	6	0,12	0,54	0,12
	P203B	787,70	123,86	6	0,16	0,58	0,16
F	P 138	937,21	137,78	16	0,15	0,60	0,13
	P 184	1366,76	186,14	9	0,14	0,76	0,13
N	P137B	851,31	583,49	69	0,69	1,00	0,10
	P210B	1767,15	1166,52	66	0,66	1,00	0,09
	P243C	1875,05	1195,41	64	0,64	1,00	0,10
	P 242	1205,32	674,11	63	0,63	1,00	0,08
	P209B	1635,39	1034,24	57	0,58	1,00	0,10
	P227D	1782,38	1035,69	56	0,56	1,00	0,14
	P170A	882,76	372,77	46	0,46	1,00	0,15
	PC6	1133,43	521,40	45	0,45	1,00	0,11
	P109D	1941,15	476,20	42	0,43	1,00	0,10

Nota: Os dados geométricos das estacas constam do Quadro 5.

4.6 – Comparação entre as estimativas "a priori" pelos dois modelos de cálculo

Os resultados dos quadros anteriores podem ser visualizados na Figura 7, onde no eixo x estão representados os valores esperados "a priori" da resistência durante a cravação pelo modelo de cálculo adaptado de Décourt e Quaresma (1978) e no eixo y pelo modelo adaptado do US Corps of Engineers (2005). Procurou-se estabelecer a relação entre os dois modelos através da melhor reta ajustada que passa pela origem dos eixos, segundo Bussab (1986).

$$b = \frac{\sum x_i y_i}{\sum x_i^2} \tag{18}$$

$$R^2 = \frac{b^2 \sum x_i^2}{\sum y_i^2} \tag{19}$$

onde b é o coeficiente angular da reta (ou seja, relação $\mu^P_{Q\ US\ Corps}$ / $\mu^P_{Q\ Décourt)}$ e R é definido por Bussab (1986) como o "coeficiente de explicação", usado para medir a qualidade do ajuste da reta de regressão imposta a passar pela origem. O valor de b expressa a relação entre os dois modelos de cálculo, $\mu^P_{Q\ US\ Corps}$ / $\mu^P_{Q\ Décourt}$, em relação à estimativa "a priori".

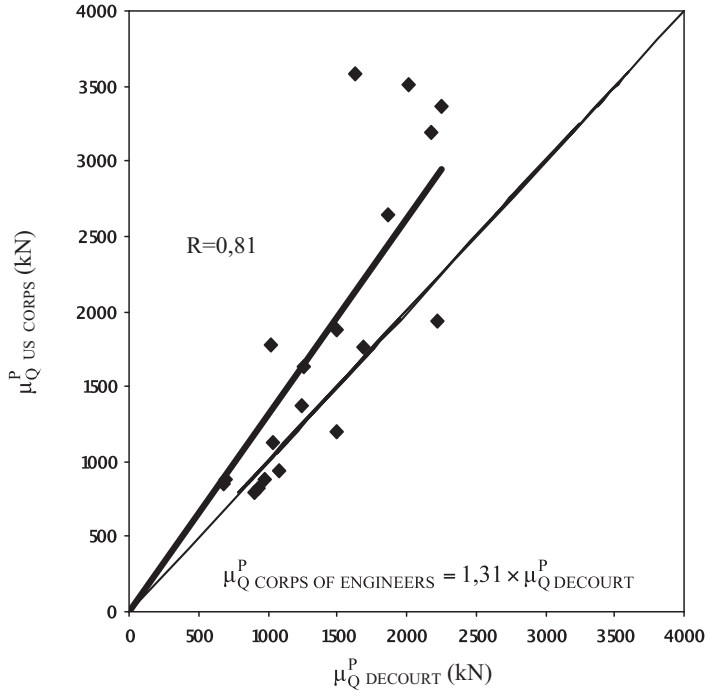


Fig. 7 – Correlação entre os valores esperados "a priori" pelos dois modelos.

Na Figura 7, a reta a 45° ilustra que, para a maior parte das estacas, o método adaptado do US Corps of Engineers forneceu estimativas "a priori" mais elevadas, cerca de 31% superiores em termos globais em relação ao método adaptado de Décourt e Quaresma (1978).

5 – FUNÇÃO DE VEROSSIMILHANÇA

5.1 – Generalidades

Os registros obtidos durante a execução refletem a resistência provável mobilizada pelo solo por ocasião da cravação da estaca, ou seja, uma estimativa "objetiva" de resistência, enquanto a estimativa procedida no capítulo anterior é aquela calculada antes da execução ("a priori"), podendo ser considerada uma estimativa "subjetiva" (Lacasse *et al.,* 1991).

O Programa GRLWEAP (2005) foi utilizado na estimativa da distribuição provável ("objetiva") da resistência mobilizada pelo solo durante a cravação, utilizando os dados de campo, para posterior aplicação do teorema de Bayes, visando à atualização desta resistência.

A aplicação do programa GRLWEAP (2005), que simula a cravação da estaca através da equação da onda, necessita de parâmetros de entrada que apresentam certa incerteza, alguns tendo maior impacto nos resultados, merecendo, assim, tratamento diferenciado. Parâmetros de menor relevância nos resultados podem ter sua incerteza grupada numa variância única.

Guttormsen (1987) procedeu a um estudo paramétrico com uma versão anterior do programa objetivando auxiliar o usuário na avaliação dos parâmetros cuja incerteza deve ser tratada separadamente e daqueles cuja incerteza possa ser grupada numa variância única. A análise incluiu a efi -

ciência do martelo, a percentagem e distribuição do atrito, o amortecimento de atrito e de ponta de Smith (1960), o coeficiente de restituição do coxim e do cepo, o módulo de elasticidade do coxim e o comprimento dos elementos da estaca.

Guttormsen (1987) verificou que a eficiência do martelo, normalmente considerada entre 60 e 90%, é uma das fontes de maior incerteza nas previsões de cravabilidade. Guttormsen (1987) sugere que os estudos de cravabilidade de estacas "offshore" sejam procedidos com uma faixa de incerteza na eficiência de cerca de 10%. Para o estudo paramétrico de Guttormsen foi utilizada uma eficiência média de 67%, enquanto o fabricante recomendava 75%. Guttormsen (1987) utilizou uma faixa de variação de 60,3 a 73,7.

No caso em estudo, contemplando a obra descrita no capítulo 3, em que os martelos utilizados foram de queda livre, utilizou-se uma eficiência média de 60% associada a uma incerteza de cerca de 15%, ou seja, uma faixa de variação aproximadamente de 50% a 70%.

A porcentagem de mobilização do atrito lateral, em relação à resistência total, costuma ser uma variável sensível no estudo da cravabilidade. No presente estudo, procurou-se adotar a mesma situação de embuchamento ou não embuchamento (a correspondente à menor resistência) obtida "a priori", associada a uma porcentagem de atrito correspondente ao valor esperado, compreendido entre os dois métodos estudados, que forneceram percentuais próximos. Para a distribuição do atrito, estimou-se um perfil de distribuição que contemplasse a média da previsão obtida pelos dois métodos. Quanto à condição de embuchamento, considerou-se a mesma situação da previsão "a priori" para a profundidade final (em geral embuchada). Porém, o valor do peso específico da estaca, para entrada no programa, foi majorado, considerando-se o peso de solo no interior da estaca, correspondente aos trechos em que se previu a penetração não embuchada.

Com base nas análises de Guttormsen (1987), bem como de outros estudos paramétricos disponíveis, procedeu-se à estimativa "objetiva", com base no programa GRLWEAP (2005), conforme descrito a seguir.

5.2 – Procedimento utilizado na análise da estimativa "objetiva"

A curva de cravabilidade, com base nos parâmetros médios selecionados para as variáveis, foi obtida a partir das sugestões do manual do GRLWEAP (2005) e da análise das sondagens, dos diagramas de cravação e das estimativas da resistência durante a cravação. Em relação à variância, procurou-se incorporar as sugestões de Guttormsen (1987).

A partir dos resultados da análise paramétrica, Guttormsen (1987) separou duas fontes de incerteza. Face à relevância da incerteza da eficiência do martelo, sua variância foi considerada isoladamente. As incertezas dos demais parâmetros foram incorporadas a uma variância única, através de um coeficiente de variação, Ω, baseado na experiência do projetista. Guttormsen (1987) sugere, para a variância total, σ_T^2:

$$\sigma_T^2 = \sigma_H^2 + \sigma_L^2 \qquad (20)$$

sendo σ_H^2 a variância relativa à eficiência do martelo e σ_L^2 àquela devida à incerteza nos demais parâmetros (admitindo independência estatística).

O procedimento proposto por Guttormsen (1987) consiste nos seguintes passos:

i) Executar inicialmente o programa da equação da onda para os parâmetros médios selecionados, incluindo a eficiência média, obtendo-se a curva esperada de cravabilidade.

ii) Com o número de golpes por penetração obtido dos registros de campo (inverso da nega), entra-se no eixo das abscissas da curva de cravabilidade e obtém-se, no eixo das ordenadas, o valor esperado da resistência do solo durante a cravação (Figura 8).

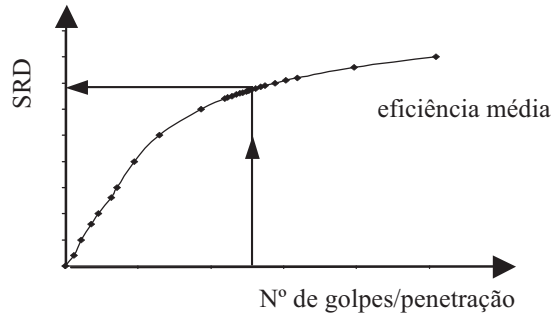


Fig. 8 – Resistência mobilizada durante a cravação versus número de golpes por penetração.

iii) Executando o programa para o limite inferior da faixa de incerteza da eficiência e, em seguida, para o limite superior, obtêm-se duas curvas que delimitam uma região, onde devem se situar as curvas correspondentes à faixa de incerteza da eficiência do martelo (Figura 9).

iv) Entrando-se no eixo das ordenadas com a resistência obtida em ii) nas curvas correspondentes aos limites superior e inferior de eficiência, obtém-se, respectivamente, o limite inferior, η_1, e superior, η_2, do número de golpes por penetração (Figura 9).

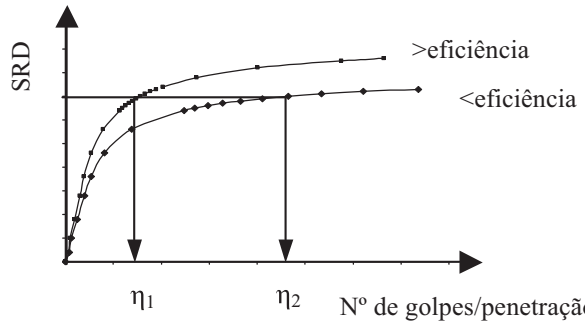


Fig. 9 – Resistência mobilizada durante a cravação versus número de golpes por penetração.

A variância σ_H^2 é calculada por Guttormsen (1987) como:

$$\sigma_H^2 = \left[\frac{\eta_1 - \eta_2}{2}\right]^2 \tag{21}$$

A parcela σ_L^2 da variância devida às demais incertezas pode ser calculada como:

$$\sigma_L^2 = (\Omega\ \mu_N)^2 \tag{22}$$

onde Ω, coeficiente de variação relativo à incerteza das demais variáveis, deve ser selecionado com base na experiência do projetista, sendo μ_N o valor esperado do número de golpes. Com base na análise de obras "offshore" do Norwegian Geotechnical Institute, Guttormsen (1987) sugere a adoção de um coeficiente Ω = 0,10. Conhecidos os valores de σ_H^2 e σ_L^2, obtém-se o valor da variância total σ_T^2, pela aplicação da equação (20), em relação ao número de golpes por penetração. Continuando o procedimento proposto por Guttormsen (1987), tem-se:

v) Para o número de golpes medido, no eixo das abscissas, obteve-se no item ii) o valor da resistência esperada na cravação, correspondente à eficiência média. Introduzindo-se a faixa de valores do número de golpes (eixo das abscissas) na curva da eficiência média, obtém-se, finalmente, o limite inferior e o superior, e o desvio padrão da resistência durante a cravação.

vi) O quadrado do desvio padrão obtido em v) corresponde à variância da resistência mobilizada durante a cravação correspondente à função de verossimilhança.

O procedimento descrito permite, assim, a obtenção da estimativa do valor esperado e da variância da distribuição provável ("objetiva") da capacidade de carga durante a cravação. Nas análises procedidas, adotou-se um valor de coeficiente de variação Ω, para os demais parâmetros (exceto eficiência), de 0,12, procurando contemplar também a incerteza quanto ao coxim, que não está usualmente presente nas análises de estacas metálicas "offshore".

5.3 – Resumo dos resultados do valor esperado e variância da estimativa "objetiva"

O Quadro 8 resume os resultados obtidos para o valor esperado, desvio padrão e coeficiente de variação da resistência, SRD, obtidos da função de verossimilhança.

Os coeficientes de variação obtidos da função de verossimilhança foram muito inferiores aos obtidos, em temos globais, das estimativas "a priori", com base nos dois modelos de cálculo. De

Quadro 8 – Parâmetros da distribuição da função de verossimilhança.

Setor	Estaca	Valor esperado μ_Q^L (em kN)	Desvio padrão σ_Q^L (em kN)	Coeficiente de variação σ_Q^L / μ_Q^L
M	P 157	2556,00	552,00	0,22
	P 169B	1579,00	132,00	0,08
	P 122C	1815,00	276,00	0,15
	P 109B	1875,00	135,00	0,07
	P 190	2010,00	302,00	0,15
G	P 203A	1000,00	217,00	0,22
	P 203B	1458,00	250,00	0,17
	P 215A	984,00	157,00	0,16
F	P 138	1120,00	190,00	0,17
	P 184	1154,00	177,00	0,15
N	P 109D	1080,00	133,00	0,12
	P 137B	660,00	114,00	0,17
	P 170A	700,00	175,00	0,11
	P 209B	1275,00	130,00	0,10
	P 210B	1280,00	205,00	0,16
	P 227D	860,00	136,00	0,16
	P 242	1410,00	190,00	0,13
	P 243C	1550,00	242,00	0,16
	P C6	1340,00	170,00	0,13

Nota: Os dados geométricos das estacas constam do Quadro 5.

fato, a distribuição de verossimilhança foi obtida com os registros de cravação de cada estaca, no local de sua execução. Embora presentes as incertezas quanto à eficiência do martelo, bem como dos demais parâmetros utilizados no programa GRLWEAP (2005), não são consideradas, na distribuição da função de verossimilhança, as variações do perfil do subsolo, originárias da grande variabilidade do perfil de solo residual nas diferentes sondagens.

6 – ATUALIZAÇÃO DA CAPACIDADE DE CARGA

6.1 – Resultados obtidos

As equações (1) e (2), obtidas a partir da aplicação do teorema de Bayes, permitem que se combinem as duas fontes de informação obtidas da distribuição "a priori" e da distribuição de verossimilhança, de forma a se obter uma previsão "a posteriori", ou seja, atualizada, da resistência oferecida pelo solo durante a cravação.

O Quadro 9 resume os resultados "a posteriori" considerando, como estimativa "a priori", o modelo de cálculo de Décourt e Quaresma (1978). O Quadro 10 resume os mesmos resultados com o uso do método do US Corps of Engineers (2005).

Comparando-se o Quadro 9 com os Quadros 6 e 8, para o modelo de cálculo de Décourt e Quaresma, observa-se que a resistência do solo obtida "a posteriori" está sempre compreendida entre a obtida "a priori" e a correspondente à função de verossimilhança, se aproximando mais da-

Quadro 9 – Parâmetros da distribuição "a posteriori" para o Método de Décourt e Quaresma.

Setor	Estaca	Valor esperado μ_Q (em kN)	Desvio padrão σ_Q (em kN)	Coeficiente de variação σ_Q / μ_Q
M	P 157	2494,79	504,45	0,20
	P 169B	1608,36	124,91	0,08
	P 122C	1886,23	223,56	0,12
	P 109B	1883,31	133,39	0,07
	P 190	1907,92	258,68	0,14
G	P 203A	950,74	116,62	0,12
	P 203B	1037,55	121,01	0,12
	P 215A	983,02	102,42	0,10
F	P 138	1094,32	105,92	0,10
	P 184	1191,16	132,61	0,11
N	P 109D	1248,75	122,73	0,10
	P 137B	661,20	111,58	0,17
	P 170A	701,06	139,33	0,20
	P 209B	1274,53	126,90	0,10
	P 210B	1295,48	201,09	0,16
	P 227D	877,94	128,36	0,15
	P 242	1417,82	181,71	0,13
	P 243C	1543,69	225,68	0,15
	P C6	1284,40	153,51	0,12

Nota: Os dados geométricos das estacas constam do Quadro 5.

quela que apresente a menor variância. Verifica-se que o coeficiente de variação da distribuição "a posteriori" é sempre inferior ao das demais distribuições. Este fato é bastante compreensível, já que a distribuição "a posteriori" inclui ambas as informações, ou seja, a estimativa "a priori" e a função de verossimilhança, reduzindo a margem de incerteza da estimativa. Resultado similar é obtido com o modelo US Army Corps.

Comparando-se os Quadros 9 e 10 podem ser observados dois aspectos bem relevantes:

i) A atualização forneceu valores muito próximos de SRD, com a utilização dos dois diferentes modelos, embora se tenha observado diferenças significativas entre os modelos para as estimativas "a priori", com valores superiores para o método do US Army Corps.

ii) Os coeficientes de variação da distribuição atualizada também são muito próximos, para os dois modelos, e sempre inferiores aos da distribuição "a priori" e de verossimilhança.

Esta constatação indica uma influência muito relevante da distribuição de verossimilhança, que foi capaz de reduzir as incertezas decorrentes dos modelos de cálculo.

Os resultados que compõem os Quadros 9 e 10 podem ser visualizados na Figura 10, onde no eixo horizontal estão representados os valores esperados das estimativas "a posteriori" da resistência durante a cravação pelo modelo de cálculo adaptado de Décourt e Quaresma (1978) e no eixo vertical pelo modelo adaptado do US Corps of Engineers (2005).

Quadro 10 – Parâmetros da distribuição "a posteriori". Método US Army Corps (2005).

Setor	Estaca	Valor esperado μ_Q (em kN)	Desvio padrão σ_Q (em kN)	Coeficiente de variação σ_Q / μ_Q
M	P 157	2609,86	527,92	0,20
	P 169B	1604,73	130,39	0,08
	P 122C	1881,27	270,56	0,14
	P 109B	1896,85	134,01	0,07
	P 190	2047,67	298,36	0,15
G	P 203A	848,16	88,21	0,10
	P 203B	919,81	110,99	0,12
	P 215A	916,83	90,44	0,10
F	P 138	1000,20	111,54	0,11
	P 184	1255,03	128,27	0,10
N	P 109D	1142,31	128,10	0,11
	P 137B	667,03	111,88	0,17
	P 170A	733,00	158,41	0,22
	P 209B	1280,61	128,99	0,10
	P 210B	1294,59	201,91	0,16
	P 227D	875,63	134,84	0,15
	P 242	1394,94	182,87	0,13
	P 243C	1562,80	237,19	0,15
	P C6	1320,15	161,63	0,12

Nota: Os dados geométricos das estacas constam do Quadro 5.

Procurou-se estabelecer a relação entre os dois modelos através da melhor reta que passa pela origem dos eixos, através das mesmas expressões de Bussab (1986) indicadas anteriormente. O valor de b neste caso expressa a relação entre os dois modelos de cálculo, $\mu_{Q,US\ Corps}$ / $\mu_{Q,Decourt}$, em relação à estimativa "a posteriori".

Na Fig. 10, a reta a 45° encontra-se praticamente coincidente com a da correlação, evidenciada pela relação de 1,01 entre os modelos, na estimativa "a posteriori". O "coeficiente de explicação" de Bussab (1986) é bastante alto e revela que a atualização foi capaz de reduzir, praticamente eliminando, a influência das incertezas quanto ao modelo utilizado na previsão "a priori".

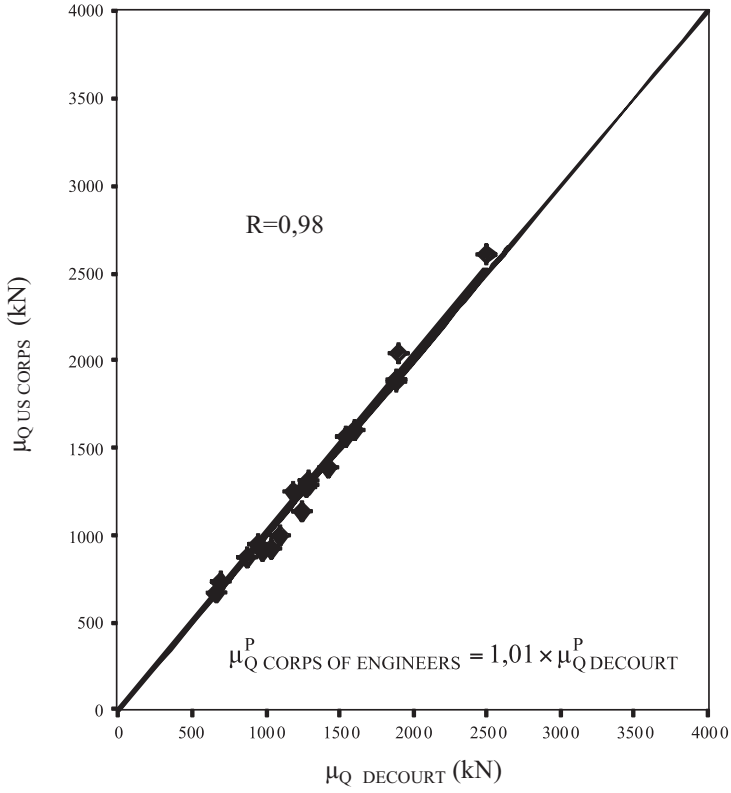


Fig. 10 – Correlação entre os valores esperados "a posteriori" pelos dois modelos.

6.2 – Qualidade da atualização

Guttormsen (1987), ao aplicar a teoria Bayesiana às estacas "offshore", ilustra ainda a definição de um indicador de falha, capaz de avaliar a qualidade do resultado da atualização. Segundo aquele autor, o indicador de falha representa a diferença entre a estimativa "a priori" e a obtida pela função de verossimilhança, normalizada em relação à raiz quadrada da soma da variância da estimativa "a priori" e da obtida pela função de verossimilhança.

$$D = \frac{\mu_Q^L - \mu_Q^P}{\sqrt{(\sigma_Q^{2,L} + \sigma_Q^{2,P})}} \tag{23}$$

Os valores de μ_Q^L e μ_Q^P correspondem, respectivamente, aos valores esperados da resistência durante a cravação obtida pela função de verossimilhança e pela estimativa "a priori". Já os valores de σ_Q^L e σ_Q^P são os desvios padrão, cujos quadrados fornecem as variâncias, respectivamente, da distribuição de verossimilhança e da distribuição "a priori".

Guttormsen (1987) ressalta que:

i) um valor nulo de D indica que a estimativa "a priori" e a obtida da função de verossimilhança são iguais. A atualização, neste caso, somente reduzirá a estimativa "a posteriori" da variância.

ii) um pequeno valor de D (menor que ± 1,5) indica uma atualização satisfatória, qual seja, a estimativa "a priori" e a obtida da função de verossimilhança são relativamente próximas.

iii) um valor positivo de D indica que a estimativa "a posteriori" será superior à obtida "a priori".

iv) um valor negativo de D indica que a estimativa "a posteriori" será inferior à obtida "a priori".

O Quadro 11 reúne os resultados obtidos dos indicadores de falha para as estacas analisadas para os dois modelos de cálculo da estimativa "a priori". O Quadro 11 mostra apenas 2 indicadores elevados para ambos os modelos de cálculo da estimativa "a priori", representando cerca de 11%

Quadro 11 – Qualidade da atualização para os dois modelos de análise a priori.

Setor	Estaca	Indicador de falha (D)	
		Décourt e Quaresma	US Corps
M	P 157	0,27	-0,33
	P 169B	-0,69	-1,25
	P 122C	-0,44	-1,22
	P 109B	-0,42	-1,34
	P 190	0,66	-0,81
G	P 203A	0,27	0,77
	P 203B	1,92	2,40
	P 215A	0,01	0,52
F	P 138	0,16	0,78
	P 184	-0,32	-0,82
N	P 109D	-3,29	-1,74
	P 137B	-0,05	-0,32
	P 170A	-0,01	-0,44
N	P 209B	0,02	-0,35
	P 210B	-0,39	-0,41
	P227D	-0,40	-0,88
	P 242	-0,14	0,29
	P 243C	0,07	-0,27
	P C6	0,76	0,38

Nota: Os dados geométricos das estacas constam do Quadro 5.

do total das análises. Este percentual é bem reduzido quando comparado ao encontrado por Guttormsen (1987). Observa-se também que embora os indicadores de falha tenham sido, em geral, inferiores para o método adaptado de Décourt e Quaresma (1978), ambos os métodos mostram indicadores fora da faixa satisfatória para as mesmas estacas, 203B do Setor G e P109D do Setor N.

A razão de elevados indicadores de falha, segundo reporta Guttormsen (1987), deve ser investigada em termos do perfil de solo representativo, parâmetros utilizados no programa GRLWEAP (2005) e incertezas no método de previsão da resistência "a priori". Para o caso de obra em análise, que revelou elevado indicador de falha para as mesmas estacas em ambos os modelos, pode ter ocorrido diferença significativa no perfil de solo na vertical das estacas, em relação ao perfil escolhido como representativo da região onde as estacas se inserem.

7 – COMPARAÇÃO ENTRE AS RESISTÊNCIAS DURANTE A CRAVAÇÃO ATUALIZADAS E OS RESULTADOS DOS ENSAIOS DE CARREGAMENTO DINÂMICO

Nas Figuras 11 e 12 procurou-se reproduzir, no eixo das abcissas, a resistência mobilizada no ensaio de carregamento dinâmico, e no das ordenadas o valor esperado e desvio padrão da resistência atualizada, para os dois modelos empregados "a priori". A resistência atualizada do solo durante a cravação, SRD, apresenta-se conservativa, na maioria dos casos, uma vez que contempla resultados ao final da cravação, enquanto os ensaios incorporam um acréscimo de resistência devido ao tempo de repouso, entre o final da cravação contínua e os ensaios.

Observa-se das Figuras 11 e 12 que nem sempre os valores obtidos experimentalmente se encontram na faixa dos valores esperados somados e reduzidos do valor do desvio. Este fato deve estar ligado, principalmente, ao efeito do acréscimo de resistência com o tempo após a cravação, além de outras incertezas, como a variabilidade espacial do solo. Observa-se ainda que para os Setores G e F,

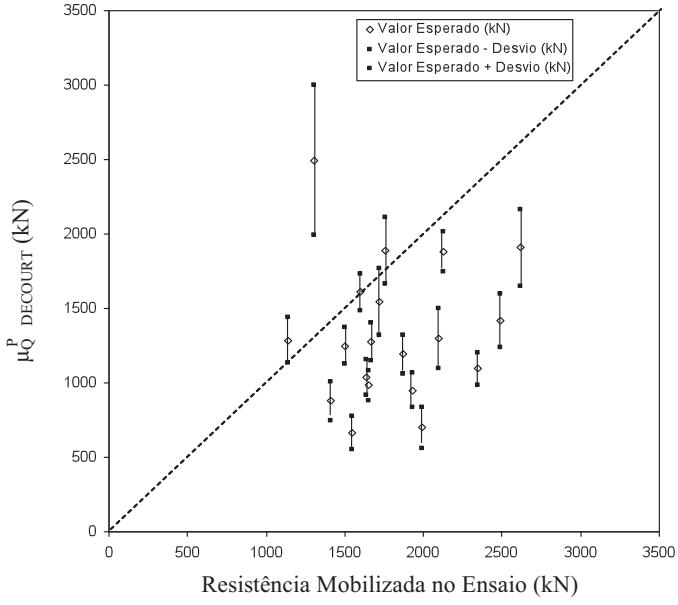


Fig. 11 – Comparação entre a resistência mobilizada no ensaio de carregamento dinâmico e a resistência atualizada, com uso do método de Décourt e Quaresma "a priori".

onde as estacas estão assentes em depósito argilo siltoso, os resultados do ensaio de carregamento dinâmico são, em geral, maiores, quando comparados às estimativas atualizadas, sinalizando para um valor mais elevado de acréscimo de resistência para o solo argiloso.

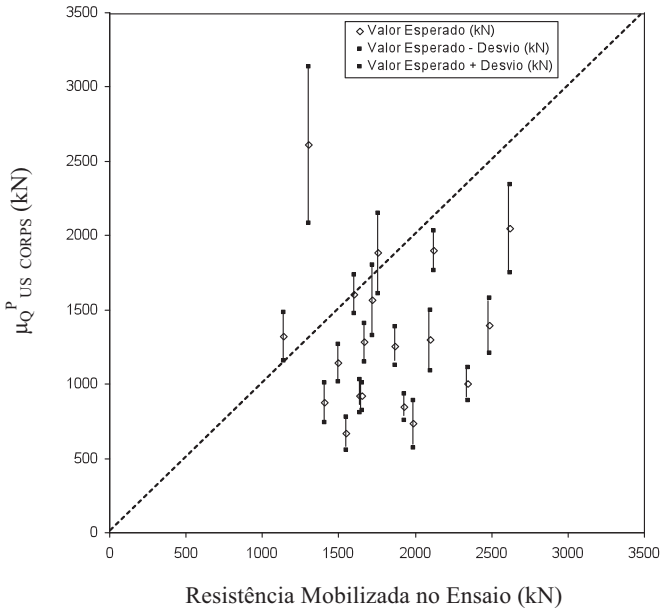


Fig. 12 – Comparação entre a resistência mobilizada no ensaio de carregamento dinâmico e a resistência atualizada, com uso do método do US Corps "a priori".

8 – CONSIDERAÇÕES FINAIS

Uma série de observações devem ser destacadas da aplicação da Teoria de Bayes ao estudo de confiabilidade do caso de obra apresentado:

i) Quanto maior a influência da ponta, maior o coeficiente de variação, ou seja, maior a incer - teza da estimativa da resistência do solo durante a cravação. Este aspecto foi observado nas estimativas efetuadas por ambos os modelos de cálculo.

ii) Apesar de os dois modelos de cálculo apresentarem diferenças entre os valores esperados da resistência do solo durante a cravação, as distribuições de resistência percentuais de ponta e de atrito foram aproximadamente equivalentes.

iii) Para a maior parte das estacas, o método adaptado do US Corp of Engineers (2005) forneceu estimativas "a priori" mais elevadas, cerca de 31 % superiores, em média, às estimativas pelo método adaptado de Décourt e Quaresma (1978).

iv) Os coeficientes de variação obtidos da função de verossimilhança foram, em média, muito inferiores aos obtidos das estimativas "a priori". Este aspecto pode ser atribuído ao fato da função de verossimilhança ter sido obtida com base nos registros de cravação de cada estaca, no local de sua execução.

v) Conforme esperado, e em conformidade com as equações propostas por Lacasse e Goulois (1989) e Lacasse *et al.* (1991), a resistência do solo durante a cravação obtida "a posteriori" esteve sempre compreendida entre os valores obtidos "a priori" e os correspondentes à função de verossimilhança, aproximando-se mais do valor que apresentou a menor variância.

vi) O coeficiente de variação da distribuição "a posteriori" foi sempre menor que o das demais distribuições, fato este também bastante compreensível, já que a distribuição à "posteriori" inclui ambas as informações: a estimativa "a priori" e a função de verossimi - lhança, reduzindo a margem de incerteza da estimativa.

vii) A atualização procedida forneceu valores muito próximos de resistência do solo durante a cravação, com a utilização dos dois diferentes modelos de cálculo, embora se tenha observado diferenças significativas entre os modelos nas estimativas "a priori". Os coeficientes de variação da distribuição atualizada são muito próximos, para os dois modelos de cálculo, e sempre inferiores aos da distribuição "a priori" e de verossimilhança.

viii) As conclusões vi) e vii) revelam que a influência da distribuição de verossimilhança foi muito relevante na atualização da estimativa deste caso de obra, tendo sido capaz de reduzir bastante, praticamente anulando, as incertezas decorrentes dos modelos distintos de cálculo.

ix) Os indicadores de falha reduzidos sinalizam para o caráter satisfatório das adaptações introduzidas nos modelos para representar a resistência durante a cravação. Apenas 2 indicadores de falha podem ser considerados elevados para ambos os modelos de cálculo da estimativa "a priori", resultando em percentual de falha bem reduzido quando comparado às análises de Guttormsen (1987).

xi) Ambos os modelos de cálculo revelaram indicadores de falha fora da faixa satisfatória para as mesmas duas estacas. O elevado indicador de falha para as mesmas estacas em ambos os modelos pode ser atribuído, possivelmente, a diferenças significativas no perfil de solo na vertical das estacas, em relação ao perfil geotécnico escolhido como representativo da região.

xii) A resistência mobilizada durante os ensaios de carregamento dinâmico foi em geral supe - rior à estimativa atualizada da resistência durante a cravação, podendo ser atribuída, principalmente, ao acréscimo de resistência com o tempo, além de outras incertezas.

xiii) Para os Setores G e F, onde as estacas estão assentes em depósito argilo siltoso, os resultados do ensaio de carregamento dinâmico foram proporcionalmente maiores, quando comparados às estimativas atualizadas, sinalizando para um valor mais elevado de acréscimo de resistência.

9 – AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem ao CNPq e à FAPERJ, pelo auxílio financeiro ao projeto de pesquisa e à CAPES, pela bolsa concedida ao primeiro autor, por ocasião de seu mestrado. À construtora Agenco, pela disponibilização dos registros da obra.

10 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, NBR (6122 (2010)). *Projeto e execução de fundações.* 91p., RJ, Brazil.

AMERICAN PETROLEUM INSTITUTE (2002). *Recommended Practice for Planning, Designing and Constructing Fixed Offshore Platforms.* API RP2A, 18th ed., Dallas, Texas, USA.

Ang, A. H. S.; Tang, W. H. (1984). *Probability Concepts in Engineering Planning and Design.* John Wiley & Sons, Inc., vol. 1 e 2.

Aoki, N.; Velloso, D. A. (1975). *An Approximate Method to Estimate the Bearing Capacity of Piles.* Proc. of the 5th Pan American Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Buenos Aires, vol. 1, pp. 367-376.

Bussab, W. (1986). *Métodos Quantitativos: Análise de Variância e de Regressão.* Atual Editora Ltda, São Paulo, 147 p.

Cabral, E. V. (2008). *Contribuição à Confiabilidade de Estacas Cravadas através de um Estudo de Caso com Aplicação da Teoria Bayesiana.* Tese de MSc. Programa de Engenharia Civil, UERJ, 136 p.

Cavalcante, E. H. (2002). *Investigação Teórico - Experimental sobre o SPT.* Tese de D. Sc. COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil, 410 p.

Décourt, L.; Quaresma, A. R. (1982). *Como calcular (rapidamente) a capacidade de carga limite de uma estaca.* Revista Construção, No. 1800, Agosto, separata, 3p.

Décourt, L.; Quaresma, A. R. (1978). *Capacidade de Carga de Estacas a partir de Valores de SPT.* Anais do 6° COBRAMSEF, Rio de Janeiro, vol.1, pp. 45-53.

De Ruiter, J.; Beringen, F. L. (1979). *Pile Foundations for Large North Sea Structures.* Marine Geotechnology, vol. 3, No 3, pp. 267-314.

Geoprojetos (2004). *Relatório R530-02.* Estudos Geotécnicos.

GEOMEC (2005). *Relatórios de Ensaios de Prova de Carga Dinâmica.*

GRLWEAP (2005). Wave Equation Analysis of Pile Driving. Manual from the 2005 Version, 88 p.

Guttormsen, T. R. (1987). *Uncertainty in Offshore Geotechnical Engineering. Application of Bayesian Theory to Pile Driving Predictions.* Research Report. Societe Nationale Elf Aquitaine. NGI Report 85307-9, 114 p.

Kulhawy, F. H.; Maine, P. W. (1990). *Manual on Estimating Soil Properties for Foundation Design.* Cornell University, 230 p.

Lacasse, S.; Goulois , A. (1989). *Reliability Analysis of Axial Pile Capacity.* Proc. of the XII International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Rio de Janeiro. Anais, Vol 1., pp. 845-848.

Lacasse, S.; Tan, A. H.; Keaveny, J. M. (1991). *Expert Assistant for Updating Axial pile Capacity from Pile Driving observations.* Proc. Field Measurements in Geotechnics. Sorum, Balkema, 9 p.

Lacasse, S.; Nadim, F. (1994). *Reliability Issues and Future Challenges in Geotechnical Engineering for Offshore Structures.* NGI Publications, No 191, pp.1-30.

Sandroni, S. S.; Deotti, L. (2008). *Instrumented Test Embankment on Piles and Geogrid Platform at the Panamerican Village, Rio de Janeiro.* The first Pan American Geosynthetics Conference & Exhibition, Cancun, pp. 1265-1274.

Semple, R. M.; Gemeinhardt, J. P. (1981). *Stress History Approach to Analysis of Soil Resistance to Pile Driving.* Proc. 13rd OTC, Houston, Texas, Vol. 1, pp.165-172.

Smith, E. A. L. (1960). *Pile Driving Analysis by the Wave Equation.* Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, vol. 127, part I, pp. 1145-1193.

Stevens, R.; Wiltsie, A.; Turton, T. H. (1982). *Evaluating Pile Drivability for Hard Clay, Very Dense Sand and Rock.* Proc. 14th OTC, Houston, Texas, vol.1, pp.465-481.

Toolan, F. E.; Fox D. A. (1977). *Geotechnical Planning for Pile Foundation for Offshore Platforms.* Proc. .ICE, Part 1, vol.1, pp. 221-243, Londres.

US Army Corps of Engineers (2005). *Design of Pile Foundations,* University Press of the Pacific, Honolulu, Hawaii, 200 p.

Velloso, P. P. C. (1981). *Estacas Escavadas: Aspectos Geotécnicos de Projeto.* Anais do Ciclo de Palestras sobre Estacas Escavadas. Clube de Engenharia, Rio de Janeiro.

Vrouwenvelder, A. (1992). *Effects of Inspection on the Reliability of Foundation Piles.* Proc. Application of Stress Wave Theory to Piles, Rotterdam, pp. 657-663.

Zhang, L.; Tang, W. H.; Zhang, L.; Zheng, J. (2004). *Reducing Uncertainty of Prediction from Empirical Correlations.* Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, vol.130, no.5, pp. 526-534.

EVOLUÇÃO NO TEMPO DO COMPORTAMENTO MECÂNICO DE SOLOS MELHORADOS COM CAL AÉREA

Evolution with time of the mechanical behaviour of soils stabilized with lime

António Viana da Fonseca*
Eduardo Castro Neves**

RESUMO – Neste trabalho resumem-se os resultados obtidos num de três solos, que fizeram parte de um estudo laboratorial mais alargado realizado sobre manchas de empréstimo distintas em Portugal Continental e que se encontram frequentemente nas obras geotécnicas realizadas no país, designadamente na construção de aterros. Sobre estes solos foi realizada uma caracterização física e química inicial e, posteriormente, os mesmos foram submetidos a uma estabilização com três teores 1,5; 2,5 e 4% de cal viva (óxido de cálcio). Com a finalidade de avaliar as modificações imediatas foram realizados ensaios de caracterização - análises granulométricas, determinação de limites de Atterberg, azul de metileno, equivalente de areia e densidade das partículas -, ensaios de compactação Proctor e CBR. Neste artigo, serão especialmente enfocados os resultados relevantes de ensaios triaxiais com amostras dos solos naturais e de solo estabilizado, com cura a 7 dias e mais de 1 ano, tanto na vertente da resposta mecânica como hidráulica. O efeito do tempo na cimentação pelas benéficas reacções pozolânicas será aqui debatido, sendo enquadrado com a tendência de crescimento de resistência obtida em ensaios de compressão simples, realizados a vários e crescentes tempos de cura.

SYNOPSIS – This paper summarizes the results obtained in tests for characterization of one of a set of three soils investigated in the context of a larger laboratory study conducted on soil materials from the Portuguese territory, frequently employed in geotechnical works for transportation infrastructures, particularly in the construction of embankments. An initial physical and chemical characterization on the natural soil material was conducted, followed by a similar study on the soil stabilized with three lime contents (1.5, 2.5 and 4% of calcium oxide). In order to assess the immediate change of properties of the mixtures, the following characterization tests were performed: particle size analysis, determination of Atterberg limits, methylene blue and sand equivalent values, and particle density, as well as Proctor compaction tests and CBR. This article will focus especially on the relevant results obtained in triaxial tests on samples of the natural soil and the referred mixtures stabilized with curing times of 7 days and 1 year, both in terms of mechanical and hydraulic response. The effect of time in cementation due to beneficial pozzolanic reactions will be discussed here and associated with the gain in resistance obtained in axial compression test, conducted with increasing curing times.

PALAVRAS CHAVE – Solo-cal, reacções pozolânicas, compressão uniaxial e diametral, ensaios triaxiais.

1 – INTRODUÇÃO

A utilização da cal no melhoramento das propriedades dos solos é uma das técnicas mais antigas usadas na construção de obras rodoviárias e ferroviárias.

As obras de infraestruturas de transporte rodo e ferroviário, são particularmente exigentes no que diz respeito às propriedades mecânicas dos solos. Quando estes solos não têm potencial por si

* Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, E – mail: viana@fe.up.pt
** Laboratório de Geotecnia do CICCOPN, Maia, Portugal, E – mail: eduardo.neves@ciccopn.pt

só para as atingir, particularmente em zonas mais nobres, a utilização da cal no melhoramento dessas propriedades, traz grandes benefícios, tanto em trabalhabilidade como no comportamento hidráulico e mecânico a longo prazo. Para além das grandes vantagens técnicas, esta solução apresenta grandes benefícios ambientais e económicos. De facto, sendo a estabilização com cal um método onde se dão reacções predominantemente químicas entre os constituintes mineralógicos do solo e da cal, como sejam a permuta iónica, a floculação, a reacção de cimentação e de carbonatação, elas não se desenvolvem em simultâneo. Iniciando-se pela permuta iónica e floculação que são responsáveis pela alteração de algumas características físicas como o teor em água, granulometria, plasticidade, compactação e resistência imediata, tendo reflexo na trabalhabilidade e, por isso, na boa gestão do estaleiro em obras de aterro, seguem-se as acções de cimentação, fruto da reacção pozolânica que se desenvolvem a longo prazo, sendo responsáveis pela evolução favorável da rigidez, da resistência e da permeabilidade (LCPC-SETRA, 2000).

Este artigo tem por base uma extensa caracterização laboratorial, integrada num programa de investigação mais alargado no âmbito de um protocolo estabelecido entre o Instituto da Construção da Faculdade de Engenharia da Universidade de Porto (FEUP) e a LUSICAL Companhia Lusitana de Cal, S.A, onde se avaliou a evolução das propriedades físicas e mecânicas de alguns solos portugueses de acordo com o seu teor em cal.

O enfoque principal desta comunicação será o de apresentar o ganho das propriedades mecânicas destas misturas no tempo, sendo para tal apresentados os resultados de um dos materiais estudados em triaxial de grande precisão e com utilização subsidiária de transdutores de ondas sísmicas para esse efeito.

2 – MATERIAIS UTILIZADOS

2.1 – Características dos solos estudados

Três tipos de solos distintos foram recolhidos em Portugal Continental, em regiões distintas do território (Castro Neves, 2009, e Castro Neves *et al.,* 2010), e seleccionados criteriosamente para que representassem uma representativa amostragem de solos portugueses que se encontram frequentemente nas obras geotécnicas realizadas no país, designadamente na construção de aterros. Os solos recolhidos no sul do país, da zona de Alter do Chão (S100), são residuais de granito e gnáisse, de granitos alcalinos porfiróides, de grão grosseiro e de grão fino. Os solos da zona da Barosa, Leiria, no centro do país (S200) são formações detríticas, de arenitos argilo-siltosos, grosseiros, castanhos a avermelhados. Finalmente, o solo recolhido na capital, Lisboa, referenciado por "S300 - Solo do Aeroporto", evidencia a presença de aterros heterogéneos de espessura variável, constituídos por solos areno-argilosos, podendo atingir valores superiores a 15,0m, que assentam sobre formações miocénicas granulares e por calcários gresosos.

Os ensaios laboratoriais de caracterização física e química destes solos tiveram como objectivo avaliar a potencialidade do solo ao tipo de tratamento. No Quadro 1 apresenta-se um resumo das principais características físicas, químicas e mecânicas obtidas. Os solos estudados enquadram-se dentro dos grupos das areias siltosas a areias argilosas, bem graduadas, com percentagens entre 14 e 45% de passados no peneiro 0,075 mm de abertura, de média a baixa plasticidade. Apresentam percentagens inferiores a 1% de matéria orgânica, sulfatos, cloretos e o valor de pH varia entre 5,4 e 8,5. A sua constituição tem uma elevada percentagem de sílica e alumínio (72,1 a 89,8%) e os tipos de argila encontrados são a ilite, a caulinite e a montmorilonite.

Quadro 1 – Resumo das características físicas, químicas e mecânicas dos solos.

Características físicas	**Norma**		**S100**	**S200**	**S300**
Passados, peneiro #200-ASTM	E 196	(%)	14	45	33
Partículas de argila (<2μm)	E196	(%)	5	28	8
Limite de liquidez	NP 143	(%)	34	38	25
Limite de plasticidade	NP 143	(%)	17	11	NP
Índice de plasticidade	NP 143	(%)	17	27	NP
Azul de metileno	NF P 94-068	(g/100g)	1,4	2,4	1,2
Equivalente de areia	E199	(%)	21	6	13
Densidade partículas	NP 83		2,65	2,63	2,67
Classificação para fins rodoviários	E 240		A-2-6(0)	A-6(8)	A-2-4(0)
Classificação USCS	ASTM D2487		SC	SC	SM
Classificação Francesa	NF P11-300		B5	A3	B5
Características mecânicas			S100	S200	S300
Peso volúmico seco máximo	E 197	(kN/m^3)	20,9	20,4	19,9
Teor em água óptimo	E197	(%)	7,5	7,9	8,5
CBR (5mm)	EN 13286-47	(%)	34	2	43
Expansibilidade	EN13286-47	(%)	0,4	6,3	0,7
Características químicas			S100	S200	S300
Capacidade de troca catiónica, CTC		(cmol/Kg)	11,8	6,0	25,6
pH	E203		8,1	5,4	8,5
Matéria orgânica	E201	(%)	0,12	0,06	0,05
Teor em Sulfatos	E202	(%)	0,01	0,01	0,01
Difracção raio X					
• Quartzo		(%)	12	75	39
• Feldspato K		(%)	20	7	15
• Feldspato Na		(%)	23	–	9
• Micas		(%)	29	–	17
• Calcite		(%)	–	–	20
• Ilite		(%)	–	6	–
• Caulinite		(%)	13	12	–
• Montmorilonite		(%)	3	–	Vestígios
Fluorescência raio X					
• SiO_2		(%)	62,7	81,5	62,8
• Al_2O_3		(%)	18,2	8,29	9,34
• Fe_2O_3		(%)	4,07	3,04	1,86
• MnO		(%)	0,04	0,01	0,02
• CaO		(%)	0,80	0,06	10,1
• MgO		(%)	1,01	0,33	0,5
• Na_2O		(%)	2,70	<0,2	0,97
• K_2O		(%)	4,32	1,44	2,94
• TiO_2		(%)	0,61	0,49	0,56
• P_2O_5		(%)	0,31	0,04	0,23
• Perda ao rubro		(%)	5,28	4,51	10,7

2.2 – Características da cal

Na realização deste estudo laboratorial foi utilizada uma cal aérea viva cálcica com a referência "PROVIACAL® Q2", produzida pela Lusical (www.lusical.pt/). De acordo com a classificação da norma Portuguesa "NP EN 459-1" é classificada como "CL90-Q".

3 – RESULTADOS E ANÁLISE

3.1 – Caracterização laboratorial das misturas

A adição de cal ao solo modifica por vezes de forma significativa as suas características, criando praticamente um novo solo com características mais adequadas à sua utilização como material de construção.

Após a adição de cal a um solo ocorrem modificações quase de imediato devido às reacções de troca catiónica, floculação e aglomeração que vão contribuir para uma alteração das propriedades físicas do solo. Como consequência das alterações físicas e também devido à acção de cimentação, espera-se uma melhoria das suas características mecânicas.

Com a finalidade de identificar e caracterizar os efeitos da sua modificação, verificada pela adição dos diferentes teores em cal viva, foram avaliadas várias características físicas e mecânicas nos três solos estudados. No Quadro 2 são apresentadas as alterações registadas nos solos após a adição dos diferentes teores em cal, apenas para um dos solos estudados (S200), por esse ser objecto da análise de ganho temporal discutida neste artigo. Os resultados obtidos para os outros dois solos (S100 e S300) são apresentados em Castro Neves (2009) e Castro Neves *et al.* (2010).

Quadro 2 – Resumo das modificações registadas nos solos após adição dos diferentes teores em cal.

Características	**Norma**	**S200**			
Teor em cal (CaO)		0	1,5	2,5	4,0
Passados no peneiro ASTM # 200 (%)	E196	45	42	40	36
Partículas de argila (diâmetro < 2μm) (%)	E196	28	20	17	3
Limite liquidez (%)	NP 143	38	44	37	36
Limite plasticidade (%)	NP143	11	18	19	22
Índice plasticidade (%)	NP 143	27	26	18	14
Azul metileno (g/100g solo)	NF P94-068	2,4	2,3	2,0	1,7
Equivalente de areia (%)	E199	6	21	26	30
Densidade das partículas	NP 83	2,63	2,63	2,63	2,63
Classificação para fins rodoviários	E240	A-6 (8)	A-7-6 (6)	A-6 (3)	A-6 (1)
Classificação USCS	ASTM D2487	SC	SC	SC	SC
Classificação Francesa	NF P11-300	A3	A3	A2	A2
Peso vol.seco max.(kN/m^3)	E197	20,4	20,0	–	19,5
Teor óptimo água (%)	E197	7,9	10,0	–	11,1
CBR (5mm) (%)	EN 13286-47	2	72	–	77
Expansibilidade (%)	EN 13286-47	6,3	1,1	–	0,2

Através da análise dos valores apresentados no Quadro 1 é possível identificar uma diminuição da fracção fina nas misturas de solo-cal quando comparadas com a amostra inicial ("branca") e a diminuição do índice de plasticidade após a adição de cal. Tal facto também é confirmado nos valores obtidos no ensaio de azul de metileno. Segundo (TRB 1987) os primeiros incrementos em quantidade de cal, mesmo em baixos teores, são geralmente mais eficientes na redução do índice de plasticidade, as adições subsequentes tornam-se menos benéficas.

Verifica-se também uma diminuição do peso volúmico seco máximo e um aumento do teor em água óptimo com o aumento do teor em cal. O resultado das reacções imediatas (i.e., troca catiónica, floculação, aglomeração e a formação inicial de aluminato de cálcio hidratado que se forma na superfície das partículas de argila) entre a cal e o solo, contribuem para uma mudança substancial na relação entre o peso volúmico e o teor em água (Little, 1995). Os valores obtidos nos ensaios CBR após 4 dias de imersão das misturas de solo-cal evidenciam incrementos substanciais da capacidade de carga e redução no valor da expansibilidade.

3.2 – Evolução das características mecânicas

Em geral, todos os solos tratados com cal exibem uma redução da plasticidade, diminuição da expansibilidade e melhoria das suas características de trabalhabilidade (TRB 1987). Contudo, nem todos os solos tratados evidenciam ganhos de resistência substanciais. A melhoria das propriedades mecânicas do solo depende dos tipos de solo e de cal, do teor em cal e das condições de cura, i.e., tempo, temperatura e humidade.

3.2.1 – Ensaios de compressão uniaxial

O ensaio de compressão uniaxial é o método mais utilizado para avaliar a resistência mecânica dos solos estabilizados com cal. Estes ensaios têm sido utilizados para avaliar a eficiência da reacção pozolânica, resultante da interacção entre as partículas de argila existentes no solo e a cal adicionada. A diferença entre a resistência à compressão do solo natural e do solo estabilizado com cal pode ser utilizada como um indicador do modo como as reacções pozolânicas se processam entre o solo e a cal. Incrementos substanciais de resistência indicam que o solo reage com a cal e poderá ser estabilizado, garantindo assim um material com muito boas características.

No presente trabalho, a compactação dos provetes foi realizada para um teor em água superior em cerca de 2% ao respectivo teor óptimo e para um grau de compactação de 95%. A escolha por um teor em água no ramo húmido da curva de compactação para a moldagem dos provetes teve em consideração o facto de se desejar garantir que toda a cal adicionada ao solo seria hidratada para poder desenvolver as suas potencialidades reactivas com os minerais argilosos do solo, garantindo desta forma que não restarão núcleos de cal não hidratada, o que poderia levar ao aparecimento de elementos frágeis e instabilizadores da mistura. Os provetes após a compactação apresentavam uma relação altura/diâmetro de 2:1. A metodologia seguida para a realização do ensaio foi a estabelecida na norma Europeia EN13286-41 (CEN, 2004).

No Quadro 3 apresentam-se os resultados dos ensaios de compressão uniaxial com a mistura do solo S200 para diferentes teores em cal. Os provetes foram curados em câmara húmida com temperatura 20º ± 2ºC e com humidade relativa ≥ 95%.

Com os dados obtidos nos ensaios de compressão uniaxial e para melhor visualizar o desenvolvimento da resistência mecânica com o tempo para os diferentes teores em cal, apresentam-se, na Figura 1, os gráficos de tensão deformação para o solo S200.

Com base nos valores obtidos nos ensaios tornam-se evidentes os ganhos de resistência. Os aumentos de resistência à compressão uniaxial ocorrem logo aos 7 dias de cura ("idade"), com aumentos significativos inclusivamente nos provetes moldados com teor em cal de apenas 1,5%. Na

Quadro 3 – Resumo dos valores obtidos nos ensaios de resistência à compressão (solo S200).

Teor em cal (%)	Idade (dias)	E (MPa)	σ_r (kPa)	ε_r (%)
0,0	–	20	471,3	2,54
1,5	7	271	906,9	0,47
	70	277	1267,0	0,77
	120	374	1913,0	0,71
2,5	7	170	1144,6	0,90
	70	443	2072,5	0,80
	120	380	2076,6	0,97
	180	354	2811,8	1,08
4,0	7	228	1434,3	0,78
	30	533	1624,4	0,49
	90	595	3019,2	0,72
	120	508	2905,3	0,93
	180	665	4047,8	0,96
	360	858	4521,0	0,78

E - Módulo de deformabilidade secante na rotura; σ_r – tensão de rotura; ε_r – extensão de rotura

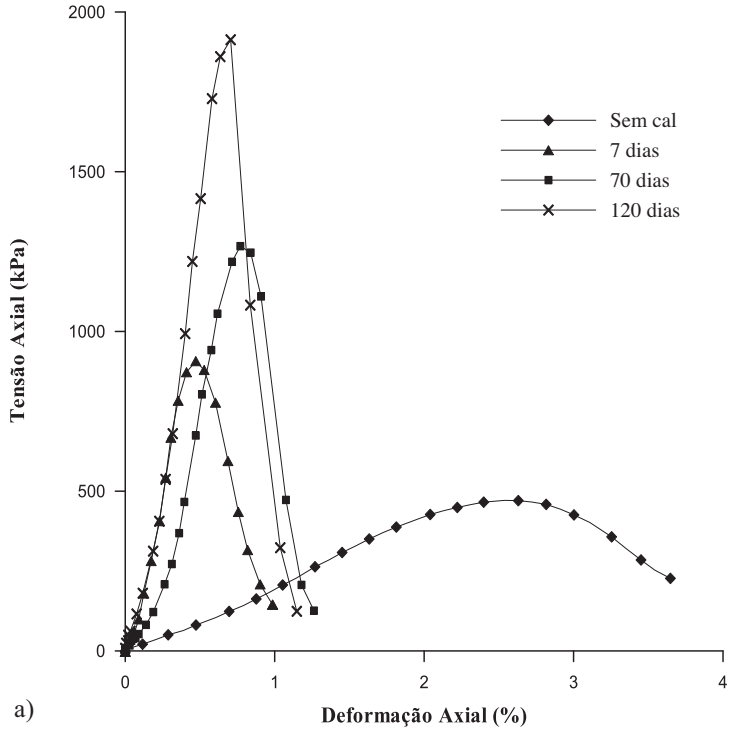
verdade, este aumento de resistência quase imediato já havia sido observado através dos ensaios IPI realizados imediatamente após a compactação dos provetes, sendo em alguns casos os incrementos imediatos superiores a 100%.

Através da análise dos gráficos das curvas tensão-deformação também é possível verificar que o aumento de resistência ao longo do tempo, para os diferentes teores em cal, é acompanhado de um aumento do módulo de deformabilidade. Este facto, expectável, é referido por Thompson (1966), relatando acréscimos significativos da tensão e decréscimos da deformação de rotura em misturas de solo-cal, quando comparadas com o solo natural ("branco").

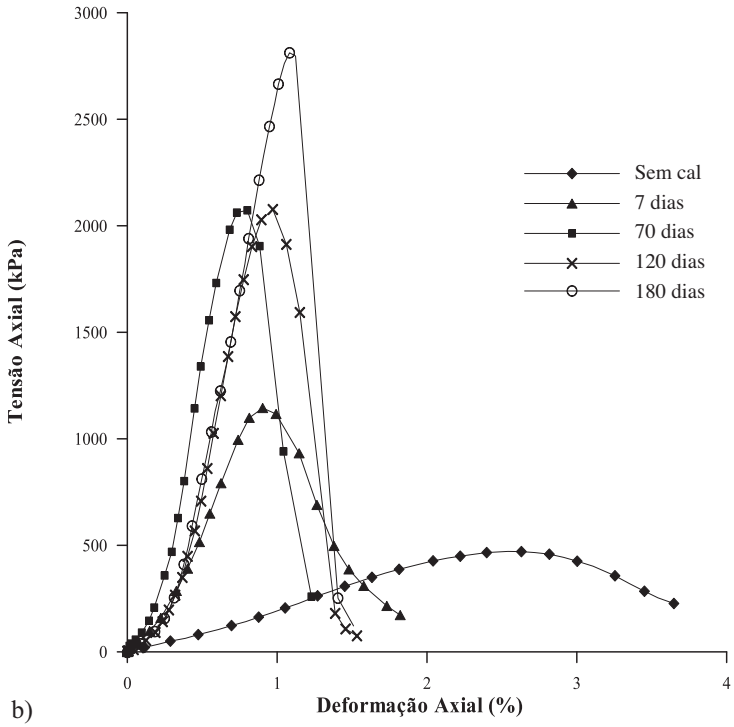
Com a finalidade de avaliar o efeito da temperatura na aceleração das reacções químicas entre a cal e as partículas de argila, foram moldados provetes com teor em cal de 4% do solo referenciado por solo da Barosa (S200) e mantidos até à data de ensaio a uma temperatura de 40ºC. Nesse sentido, os provetes foram colocados dentro de sacos de plástico selados, de forma a manter o teor em água da moldagem, colocados dentro de uma recipiente com água e mantidos dentro de uma estufa capaz de manter a temperatura de 40ºC.

De seguida, foram realizados ensaios de resistência à compressão uniaxial para períodos de cura de 3, 7, 30 e 90 dias de idade. Após os respectivos períodos de cura procedeu-se à realização do ensaio de compressão uniaxial. No Quadro 4 apresenta-se um resumo dos valores da resistência à compressão para diferentes períodos de cura.

Os valores obtidos permitem identificar um rápido crescimento das resistências mecânicas na mistura do solo-cal que, logo aos 3 dias de idade, apresenta um incremento de resistência de 1713 kPa em relação à do solo não tratado, ou seja o solo estabilizado com cal apresenta um aumento de 363% em apenas 3 dias de cura nas condições descritas.

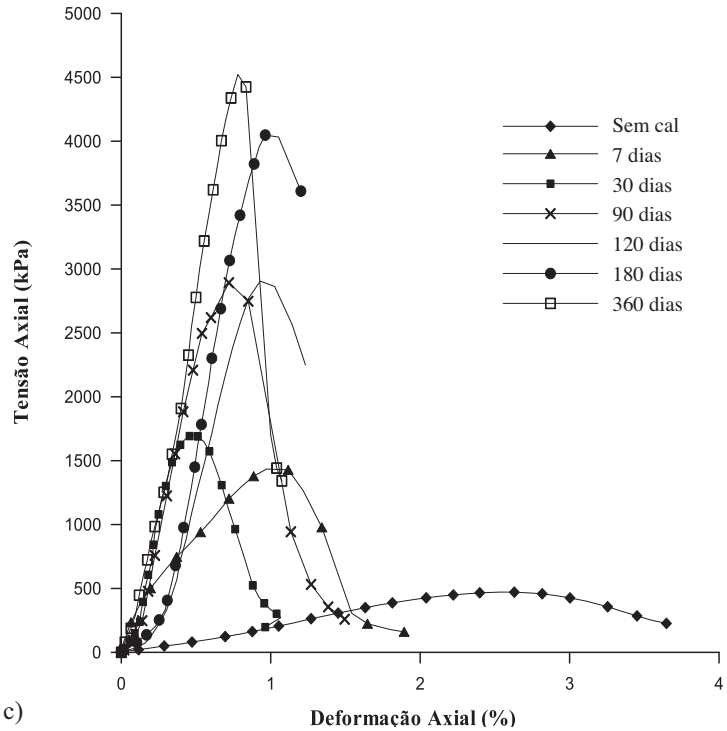


a)



b)

Fig. 1 – Gráficos tensão/extensão axial obtidos nos ensaios de compressão uniaxial: a) S200 com 1,5% de cal, b) S200 com 2,5% de cal, c) S200 com 4,0% de cal.



c)

Fig. 1 (Cont.) – Gráficos tensão/extensão axial obtidos nos ensaios de compressão uniaxial: a) S200 com 1,5% de cal, b) S200 com 2,5% de cal, c) S200 com 4,0% de cal.

Quadro 4 – Valores obtidos nos ensaios de resistência à compressão uniaxial em provetes curados a 40 °C.

Teor em cal (%)	Idade (dias)	E (MPa)	σ_r (kPa)	ε_r (%)
0,0	—	20	471,3	2,54
4,0	3	352	2184,5	0,82
	7	335	2998,7	0,87
	30	575	5114,7	0,73
	90	450	6433,4	1,47

E - Módulo de deformabilidade secante na rotura; σ_r – tensão de rotura; ε_r – extensão de rotura

Através do gráfico tensão-deformação é possível verificar ainda um aumento da rigidez dos provetes, que se traduz no valor da extensão axial na rotura, que vem diminuindo à medida que o tempo de cura aumenta.

A Figura 2 pretende evidenciar a forma de crescimento da resistência a compressão uniaxial para um mesmo solo estabilizado com 4% de cal, mas em que a cura foi realizada de duas formas distintas, a 40ºC em estufa e a 20 ± 2ºC e HR > 95%.

Verifica-se que o aumento da temperatura acelera as reacções químicas traduzindo-se em incrementos significativos na resistência à compressão uniaxial, mesmo para períodos de cura muito curtos - inferiores a 7 dias -, quando comparados com o crescimento da resistência dos

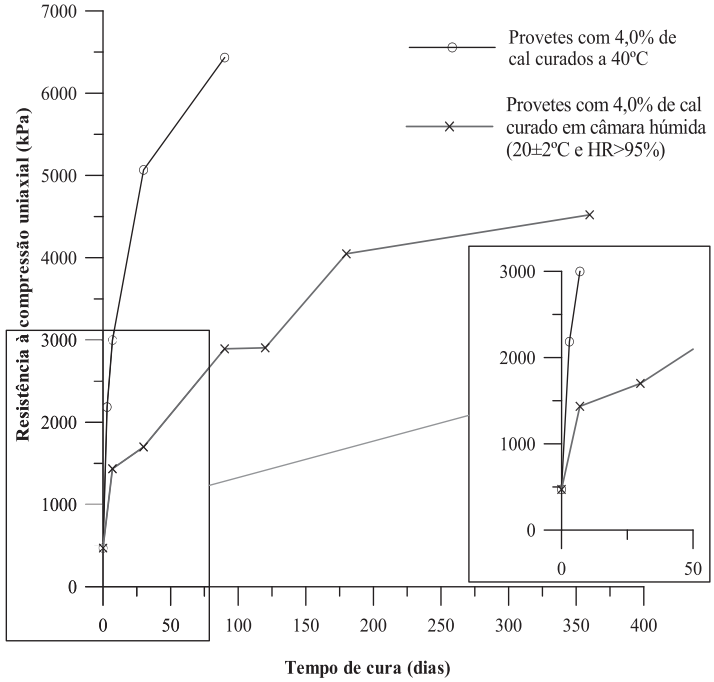


Fig. 2 – Evolução da resistência à compressão uniaxial do solo S200 em função do tempo e condição de cura.

provetes curados a 20ºC em câmara húmida. O provete curado a 20ºC apresenta aos 30 dias de cura uma resistência de 1624 kPa, enquanto o provete com idêntica idade, mas curado a 40ºC regista um valor de 5115 kPa, ou seja, uma diferença superior a 3400kPa.

3.2.2 – Comportamento em triaxiais clássicos

O principal objectivo da realização dos ensaios triaxiais foi o de se fazer a avaliação dos parâmetros de resistência do solo em duas situações distintas: em primeiro lugar, no seu estado natural, e depois com um teor em cal de 4% após 7 dias de cura e 2 anos de cura. Os provetes da mistura de solo com 4% de cal foram moldados em 29-1-2008. Para tal procedeu-se à moldagem dos provetes, de forma estática, para um teor em água idêntico ao óptimo e com um peso volúmico seco de 95% do peso volúmico seco máximo obtido nos respectivos ensaios de compactação pesada Proctor. Os provetes foram consolidados isotropicamente e levados à rotura em carregamento não drenado (CIU, com medição da pressão intersticial) e por aumento contínuo da tensão vertical.

Todos os provetes foram previamente saturados através da aplicação de acréscimos simultâneos de tensão confinante e de contra-pressão, mantendo-se sempre uma tensão efectiva constante de 10 kPa. Assim, o solo foi considerado saturado quando o parâmetro de pressão neutra B atingia pelo menos 95%, o que normalmente foi atingido para contra-pressão da ordem dos 300 kPa. Após a saturação, os provetes foram consolidados para tensões efectivas de 20, 50 e 150 kPa através do aumento da pressão na câmara, mantendo-se os valores da contra-pressão atingidos no final da saturação. A consolidação deu-se por terminada, assim que se dissiparam os excessos de pressões neutras, com a estabilização de volume dos provetes.

Na Figura 3 apresentam-se os resultados de ensaios triaxiais sobre o solo natural e o mesmo com 4% de cal, com 7 dias e 2 anos de idade. Durante a fase de corte registou-se uma diminuição

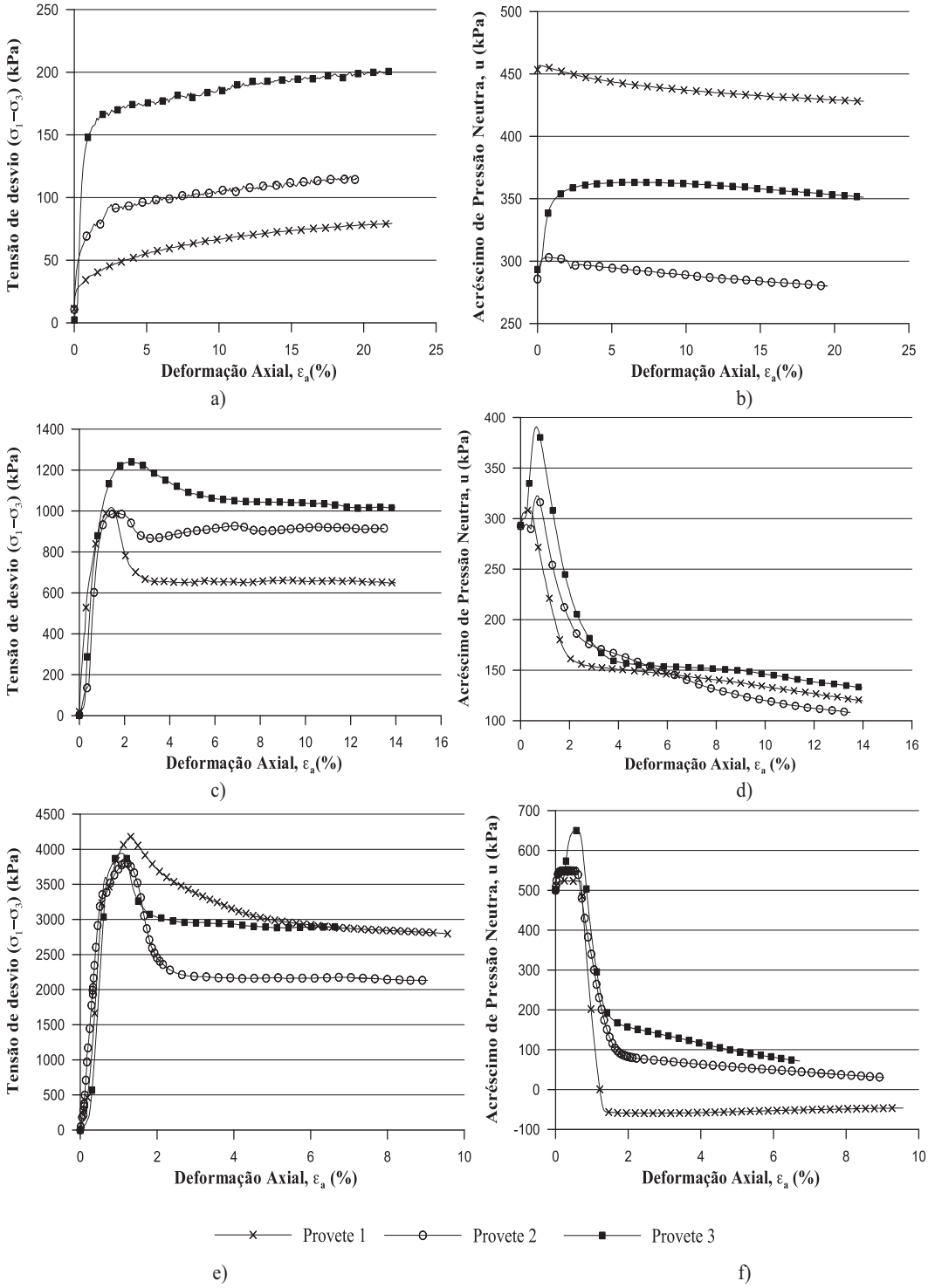


Fig. 3 – Curvas tensão de desvio e pressão neutra *vs*. deformação axial. a) e b) solo natural, c) e d) solo com 4% de cal e 7 dias de idade e) e f) solo com 4% de cal e 2 anos de idade (ensaiados de 30-1 a 4-2-2010).

da pressão neutra nos provetes 1 e 2 e no caso do provete 3 um acréscimo do valor de pressão. A tendência deve-se ao facto do provete compactado ser fortemente compactado (95% da massa volúmica seca máxima do Proctor pesado), a que corresponderá um limiar de cedência, do tipo tensão "pré-consolidação". Os valores mais baixos de consolidação no ensaio, 20 e 50 kPa para os provetes 1 e 2, ficam aquém daquela tensão induzida no processo de compactação. No caso do provete 3 em que o valor da consolidação é de 150 kPa está-se em níveis de tensão superiores à de "pré-consolidação".

A análise de comportamento dos três conjuntos de curvas, correspondentes ao solo natural - a) e b) - à mistura com 4% de cal e 7 dias de cura – c) e d) – e à mesma com 2 anos de cura, revela bem a evolução que se dá com a acção pozolânica ao fim de 7 dias de cura e a que ainda decorre até os 2 anos de cura, onde a cimentação se manifesta com assaz clareza e relevantes ganhos. Assim, para além do aumento substancial das tensões de desvio necessárias para induzir deformação em corte, há um ganho de dilatância, logo de energia de mobilização de pico, nas três classes. Essas marcas de ganho de cimentação são notórias e são acompanhados por uma alteração do processo de geração de variações de pressões neutras, começando por uma relativa estabilidade destas e evoluindo para elevados a muito elevados decréscimos dessas pressões. Tal é revelador de uma acentuação de resposta dilatante com a cimentação.

Nas ilustrações que se incluem na Figura 4, mostram-se as diferenças de desenvolvimento do mecanismo de rotura nos ensaios triaxiais.

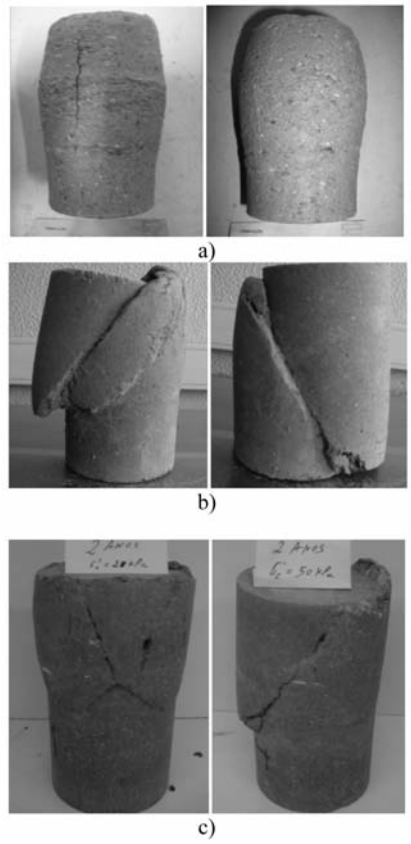


Fig. 4 – Provetes após condução à rotura por compressão triaxial (ensaios CIU): a) solo natural; b) solo com 4% de cal com 7 dias de idade e c) solo com 4% de cal e 730 dias de idade.

Como se pode ver nestas ilustrações, só os provetes de solo natural denotam um embarrilamento após condução à rotura, típico de solos não cimentados (naturalmente não muito compactados).

Os provetes de misturas de solo com 4% de cal apresentam um comportamento bem distinto, com mobilização de um plano localizado de corte, que é característico de solos cimentados e dilatantes. Esta localização é tanto maior quanto maior é o grau de cimentação e revela-se maior nas amostras com cura de longo período (2 anos).

Na Figura 5 representam-se as envolventes de rotura nos termos do critério de Mohr-Coulomb, em representação indicial tipo MIT [com s' = tensão média efectiva $(\sigma'_1+\sigma'_3)/2$; t – tensão de corte: $(\sigma_1-\sigma_3)/2$], para as três condições estudadas para o solo de Barosa (S200): solo natural, solo com 4% de cal com 7 dias e 2 anos de idade. No Quadro 5 apresenta-se um resumo dos parâmetros de resistência do critério de Mohr-Coulomb, ângulo de atrito (ϕ') e intercepto coesivo em termos de tensão efectiva, obtidos nos ensaios triaxiais realizados sobre o solo natural, ou seja sem adição de cal, e sobre o solo com um teor em cal de 4% ensaiado com 7 dias e 2 anos de idade, após a preparação da mistura e moldagem dos provetes. Inclui-se também a gama de valores obtidos do parâmetro de pressões intersticiais, A_f, de Skempton, que reflecte bem a resposta mecânica dos mate - riais em condições não drenadas. Para efeitos de primeira abordagem da envolvente de rotura, admitiu-se um valor para o ângulo de atrito, ou resistência ao corte, definido para o solo natural e para o solo estabilizado e curado aos 7 dias (ver acima).

Para melhor se comprovar o reflexo em intercepto coesivo deste ganho de cimentação no tempo, e porque qualquer triaxial em condições clássicas não forneceria pontos da envolvente de rotura para baixos valores de tensão efectiva média (s'), o que é determinante para a boa definição

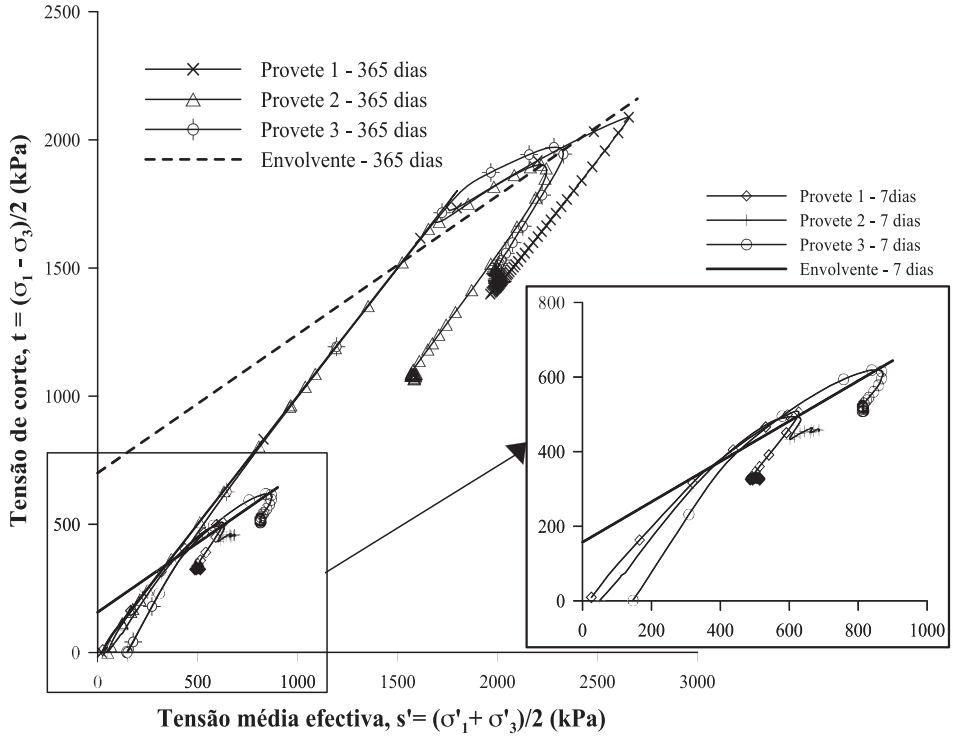


Fig. 5 – Trajectória de tensões efectivas e envolvente, para critério de rotura $(\sigma_1-\sigma_3)_{max}$ do solo natural e do solo com 4% de cal, com 7 dias de idade e 2 anos de idade.

Quadro 5 – Parâmetros de resistência obtidos nos ensaios triaxiais CIU, para o critério de rotura para $(\sigma_1-\sigma_3)_{max}$

Teor em cal (%)	Idade (dias)	ϕ' (º)	c' (kPa)	A_f
0,0	—	32,2	0	0,29
4,0	7	32,7	187	-0,08
	730	32,7	833	-0,13

da ordenada na origem, fez-se um ensaio de compressão diametral que, segundo Viana da Fonseca (1996), é um ensaio muito útil para o efeito.

Os resultados são tão surpreendentes pela sua expressão, quanto claros. Os ganhos de resistência são enormes, reflectindo bem a importância do processo de carbonatação.

3.2.3 – Ensaios de compressão diametral para dedução do intercepto coesivo

De facto, os solos cimentados possuem uma resistência estrutural não confinada, a que está associada uma resistência à tracção fenomenologicamente importante, pois trata-se de uma componente verdadeiramente coesiva da matriz cimentada. Segundo Viana da Fonseca (1996) a sua determinação pode ser efectuada de forma expedita a partir de um método indirecto conhecido coloquialmente por "ensaio brasileiro", ou seja, pelo ensaio de compressão diametral. Teoricamente, nestas condições de compressão diametral de provetes cilíndricos, ao longo do eixo vertical de simetria (que passa pelos pontos de aplicação da carga) e na direcção normal a esse eixo, a tensão é de tracção e é constante, sendo dada por:

$$\sigma_T = \frac{2 \cdot P}{\pi \cdot H \cdot D} \tag{1}$$

sendo P a carga diametral, uniformizada ao longo da geratriz do provete, H e D, respectivamente, a altura e o diâmetro iniciais do provete rectificado.

Na Figura 6 ilustra-se o provete de ensaio com dispositivos de medição do módulo de deformabilidade em tracção. De salientar que, apesar deste módulo ser um parâmetro muito valorizado em fundações e plataformas de infraestruturas de transportes, não é avaliado neste trabalho, sendo objecto de outros trabalhos que se encontram já em curso.

Para identificar a componente do intercepto coesivo, Viana da Fonseca (1996) apresenta a seguinte metodologia. No eixo de simetria que une os pontos de aplicação da carga, a tensão na direcção desse eixo é de compressão e vale:

$$\sigma_c = \lambda \cdot \sigma_T \tag{2}$$

em que λ tem um valor mínimo igual a 3 no centro e, naturalmente, cresce para os pontos de aplicação da carga. Tem-se, assim, que, ao longo do eixo em causa, as tensões de tracção são uniformes mas as de compressão não o são, o que complica a avaliação da coesão. Note-se que é nos pontos desse eixo que a tensão de desvio é máxima, localizando-se a rotura sobre esse eixo e desenvolvendo-se de forma progressiva (Figura 6).

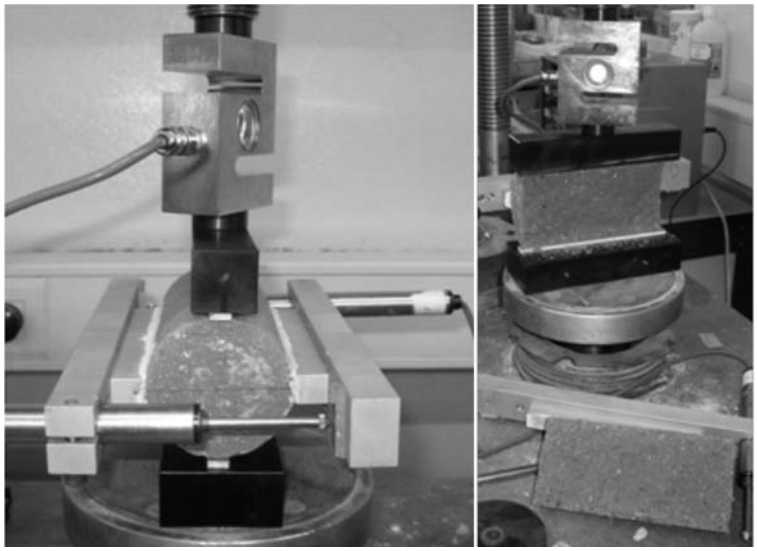


Fig. 6 – Determinação da resistência à tracção de provetes cilíndricos (ensaios de compressão diametral).

Supondo que na rotura o círculo de Mohr é tangente à envolvente, para um ponto qualquer do eixo referido, supostamente em rotura, obtém-se:

$$c' = \left[1 + \mathrm{tg}\,\phi' + \lambda \cdot \left(1 - \mathrm{tg}\,\phi'\right)\right] \cdot \sigma_T / 2 \tag{3}$$

Ora o valor máximo obtido da tensão de compressão foi de 3787 N, a que corresponde, pela expressão (1), e para uma altura de provete de 140mm e diâmetro de 70mm, uma tensão de tracção máxima de σ_T = 246 kPa.

Na aplicação da expressão (3) admitiu-se que λ = 3 (o menor valor da tensão de compressão vertical ao longo da geratriz) e considerou-se inicialmente o valor de referência anteriormente definido para o ângulo de resistência ao corte de ϕ' = 32,7º, o que resultaria num valor para a coesão efectiva de c'=333,5kPa.

Ainda assim, e para que se faça o correcto ajuste deste ponto de rotura com confinamento nulo, com os restantes pontos da envolvente, ter-se-ia de aumentar substancialmente o valor do ângulo de atrito, até cerca de 57,5º (ver Figura 7). Considerando que o valor da coesão efectiva, deferido do ensaio de compressão diametral, é muito conservativo (muito provavelmente devido às condições desfavoráveis de punçoamento imposta por este carregamento), o valor real desse intercepto coesivo, deverá situar-se entre estes dois extremos. Este valor só se identificará correctamente com um número maior destes últimos ensaios de compressão diametral, complementados de ensaios triaxiais com alívio de tensão lateral.

O valor do intercepto coesivo desta mistura de solo-cal ao fim de cerca de 2 anos de cura, denota, à luz dos valores extremos da gama atrás definida (oscilando entre 333,5kPa, deferido da resistência à tracção no "ensaio brasileiro", e 833kPa, valor obtido a partir de uma simples linearização da envolvente a partir dos três pontos de rotura dos ensaios triaxiais mantendo o ângulo de atrito antes identificado - Figura 7), um relevante e surpreendente incremento da compo - nente coesiva do critério de Mohr-Coulomb. Este elevado valor está, naturalmente, associado a uma forte estrutura cimentada, numa matriz de compacidade média a elevada, resultante das acções pozolânicas que se desenvolveram com a cal e as partículas de argilas do solo.

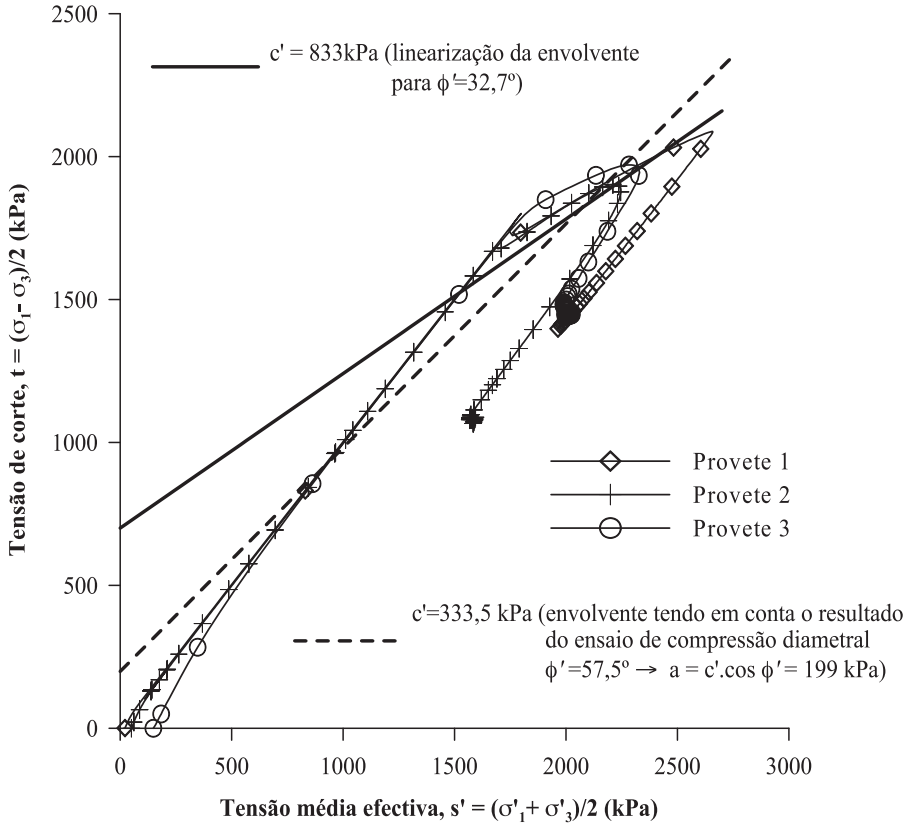


Fig. 7 – Trajectória de tensões efectivas e envolvente de rotura do solo com 4% de cal e 2 anos de idade.

3.2.4 – Permeabilidade

Tendo como principal objectivo a realização dos ensaios triaxiais, aproveitou-se o condicionamento dos provetes nas câmaras após fase de saturação e consolidação e determinou-se a condutividade hidráulica em condições confinadas como a seguir se expressa: após a consolidação isotrópica, induziu-se uma percolação de água sob pressão com sucessivos diferenciais de 5, 10 e 15kPa (a que correspondem gradientes hidráulicos entre 2 e 10); em todos os escalões se aguardou a estabilização do fluxo, sendo sequenciados intervalos de tempo que o garantissem; salienta-se que não se detectaram diferenças de caudal para os níveis distintos de gradiente constante impostos; mediu-se o coeficiente de permeabilidade, tendo em conta correcções de temperatura.

Os ensaios foram feitos no solo natural com tensão de confinamento efectiva de 50kPa, na mistura com 4% de cal ao fim de sete dias de cura e sob a mesma tensão de confinamento efectiva e, finalmente, nos provetes desta mistura com cerca de 2 anos de cura, nas três tensões de confina - mento efectivas, usadas em triaxial: 20, 50 e 150kPa. Os resultados estão expressos no Quadro 6.

Da análise dos resultados expressos no quadro vê-se bem como evoluiu a condutividade hidráulica desta mistura no tempo, sendo clara a diminuição significativa da permeabilidade, associada à perda de caminhos de percolação. Esta evolução poderá dever-se a duas razões: uma, de sensibilidade imediata associaria esta evolução a uma diminuição de dimensão dos grãos ou ganho de finos, que não é lógica, sendo detectável em análise granulométricas (que se perspectiva e que de -

Quadro 6 – Resumo dos coeficientes de permeabilidade obtidos com carga constante em célula triaxial.

Teor em cal (%)	Idade (dias)	σ'_c (kPa)	k (m/s)	
0,0	—	50	9×10^{-5}	
4,0	7	50	5×10^{-6}	
	730	20	3×10^{-8}	
		50	5×10^{-8}	3×10^{-8}
		150	2×10^{-8}	

vem ser feitas com granulómetros laser); outra, mais aceitável e lógica, associa esta evolução à aglomeração de partículas em estrutura cimentada alveolar eventualmente floculada, mas mais fechada, fruto de uma estrutura reticulada fechada (esta organização interparticular só deverá ser bem identificada por microscopia electrónica).

4 – CONCLUSÕES

A análise agora apresentada sobre resultados obtidos no estudo laboratorial é parte de um estudo mais vasto de avaliação das implicações que as misturas de cal viva em solos Portugueses têm sobre as suas características (algumas destas questões foram detalhadas em Castro Neves *et al.,* 2010):

a) Há alterações imediatas das características físicas das misturas, tanto de granulometria, plasticidade, como trabalhabilidade;

b) Há ganhos de rigidez e resistência e decréscimos de permeabilidade, logo desde os primeiros dias de cura;

c) Há influência das condições de cura no desenvolvimento das resistências mecânicas, nomeadamente o aumento da temperatura na aceleração das reacções químicas;

d) Os ensaios triaxiais, complementados por ensaios de compressão diametral para bem fundamentar o intercepto coesivo, e com determinação de permeabilidade em condições de confinamento triaxial, com amostras do solo natural e o mesmo com 4% de cal, com 7 dias e 2 anos de idade, revelaram mudanças surpreendentes de propriedades mecânicas e hidráulicas no tempo; nestas mudanças:

   i. verifica-se uma acentuada resistência de pico e dilatância e posteriormente uma resistência residual, comportamento típico dos solos muito sobreconsolidados ou com forte ligação entre partículas;

   ii. há aumento claro da parcela de intercepto coesivo, grande logo aos sete dias de cura, mas substancial aos dois anos de idade;

   iii. a permeabilidade desce em mais de uma ordem de grandeza a curto prazo, mas é a longo prazo que desce marcadamente (cerca de 3,5 ordens de grandeza).

Estes resultados surpreendem pela grandeza e provam o grande benefício no tempo da característica pozolânica deste ligante natural.

5 – AGRADECIMENTOS

Este trabalho integra-se na investigação do CEC da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (FEUP) e foi possível ao abrigo do protocolo estabelecido entre o Instituto da Construção (IC-FEUP) e a LUSICAL Companhia Lusitana de Cal, SA - Sociedade Balthazard & Cotte, membro do Grupo Lhoist, para a realização de "Estudos de solos portugueses tratados com cal com vista à sua aplicação nas infra-estruturas de transporte". Agradece-se aos responsáveis, Dr.s Paulo Correia e Mário Marques, o empenho para a sua concretização. Agradece-se também aos colegas Eduardo Fortunato e Nuno Cruz pela colaboração no projecto.

6 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

CASTRO NEVES, E. (2009). *Estudo laboratorial de solos tratados com cal. Modelos de Comportamento".* Tese de Mestrado em Mec. Solos e Engª Geotécnica, 182 p. FEUP, Porto.

CASTRO NEVES, E., VIANA DA FONSECA, A., CRUZ, N. B. F., MARQUES, M. e JOLY, C. (2010). *Estudo laboratorial de solos tratados com cal. Caracterização física, química e mecânica.* 12º Congresso Nacional de Geotecnia, Guimarães, 26-29 Abril 2010, pp. 1757-1766 (CD-ROM).

CEN (2004). *Unbound and hydraulically bound mixtures - Part 41: Test method for the determination of the compressive strength of hydraulically bound mixtures.* EN13286-41 - Eur. Comm. Normal., Brussels.

LCPC-SETRA (2000). Traitement des sols à la chaux et/ou aux liants hydrauliques - Application à la réalisation des remblais et des couches de forme - Guide technique. Laboratoire Central des Ponts et Chaussées et Service d' Etudes sur les Transports, les Routes et leurs Aménagements.

LITTLE, D. N. (1995). *Stabilization of Pavement Subgrades & Base Courses with Lime.* ISBN:0-8403-9632-5. Texas, USA.

THOMPSON, M.R. (1966) *The Split-Tensile Strength of Lime-Stabilized Soils.* In Highway Research Record, HRB, National Research Council, Washington, D.C.

TRB (1987). *State of the Art Report 5 – Lime Stabilization – Reactions, Properties, Design, and Construction by Transportation Research Board Committee on Lime and Lime-Fly Ash Stabilization,* Washington, D.C.

VIANA DA FONSECA, A. (1996). *Geomecânica dos Solos Residuais do Granito do Porto. Critérios para Dimensionamento de Fundações Directas.* Tese de doutoramento Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

COMPORTAMENTO DA ESCAVAÇÃO DA ESTAÇÃO SALGUEIROS DO METRO DO PORTO

Behavior of Salgueiros Station Excavation for Porto Metro

António Topa Gomes*
António Silva Cardoso**
Jorge Almeida e Sousa***
José Carlos Andrade****
Carlos Augusto Campanhã*****

RESUMO – No artigo descrevem-se as características e a construção de uma escavação com forma elíptica realizada no âmbito do empreendimento do Metro Ligeiro do Porto. A forma invulgar da escavação permitiu tirar partido do efeito de arco no terreno, adaptando o Método de Escavação Sequencial à direcção vertical, donde resultou uma nova solução de execução de escavações leve e económica. Na primeira parte do artigo descreve-se o método de construção, salientando-se também os aspectos relacionados com o planeamento e os custos da escavação realizada. Em seguida apresenta-se e discute-se a metodologia de dimensionamento, descrevendo-se também a caracterização geotécnica e a interpretação dos seus resultados. Por fim, tratam-se os resultados da monitorização, enfatizando os aspectos mais surpreendentes e invulgares do comportamento estrutural bem como as diferenças em relação às previsões numéricas.

SYNOPSIS – The paper presents the design and construction of an elliptical excavation for Porto Light Metro. Due to its original shape the solution took full advantage of the arch effect in the ground, adapting the Sequential Excavation Method to the vertical direction and achieving a novel, light and economic solution. In a first phase, the paper describes the construction method, referring also to economic and planning aspects of the excavation performed. The design is presented and discussed, including the presentation of the geotechnical tests performed and a brief analysis on the parameters assumed. The final part of the paper analyses monitoring results, focusing on the most surprising aspects of the behavior and on the main differences to the numerical calculations.

PALAVRAS CHAVE – Efeito de arco, método de escavação sequencial, modelação, monitorização.

1 – INTRODUÇÃO

No presente trabalho descreve-se a solução construtiva adoptada para a escavação da Estação Salgueiros, construída no âmbito da primeira fase do Metro do Porto. Trata-se de uma escavação com uma solução inovadora, construída usando o Método de Escavação Sequencial na direcção vertical, em solos residuais do granito do Porto.

O trabalho pretende descrever a solução adoptada, enfatizando os aspectos mais inovadores da solução e enquadrando-a no contexto geotécnico típico do Porto, bem como discutir alguns dos

* Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Portugal, atgomes@fe.up.pt
** Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Portugal, scardoso@fe.up.pt
*** Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra, Portugal, jas@dec.uc.pt
**** CJC – Engenharia, S. Paulo, Brasil
***** CJC – Engenharia, S. Paulo, Brasil

aspectos mais relevantes do comportamento e modelação da obra. Nesta perspectiva, especial atenção é dada à análise dos resultados de monitorização, procurando-se compreender o comportamento observado em face do real cenário geotécnico encontrado.

2 – LOCALIZAÇÃO, TÉCNICAS CONSTRUTIVAS E PRINCIPAIS CARACTERÍSTICAS DA ESTAÇÃO SALGUEIROS

A escavação apresentada no presente artigo foi executada durante a construção do Metro Ligeiro do Porto e está localizada numa zona relativamente central da cidade, num antigo campo de futebol que foi disponibilizado para o efeito. A obra, do tipo *cut and cover* (Normetro - CJC, 2003), tinha dimensões médias em planta da ordem dos 80 m por 35 m e uma profundidade de 22 m.

A versão inicial do projecto previa a execução de uma parede moldada com vários níveis de ancoragens, solução que foi adoptada noutras estações. O enorme espaço livre disponível para construir a estação permitiu a opção por uma solução fortemente inovadora, radicalmente diferente das tradicionais, que consistiu em, em planta, envolver a forma rectangular da estação dentro de duas elipses, tirando partido do efeito de arco associado a esta nova forma. A Figura 1 mostra a

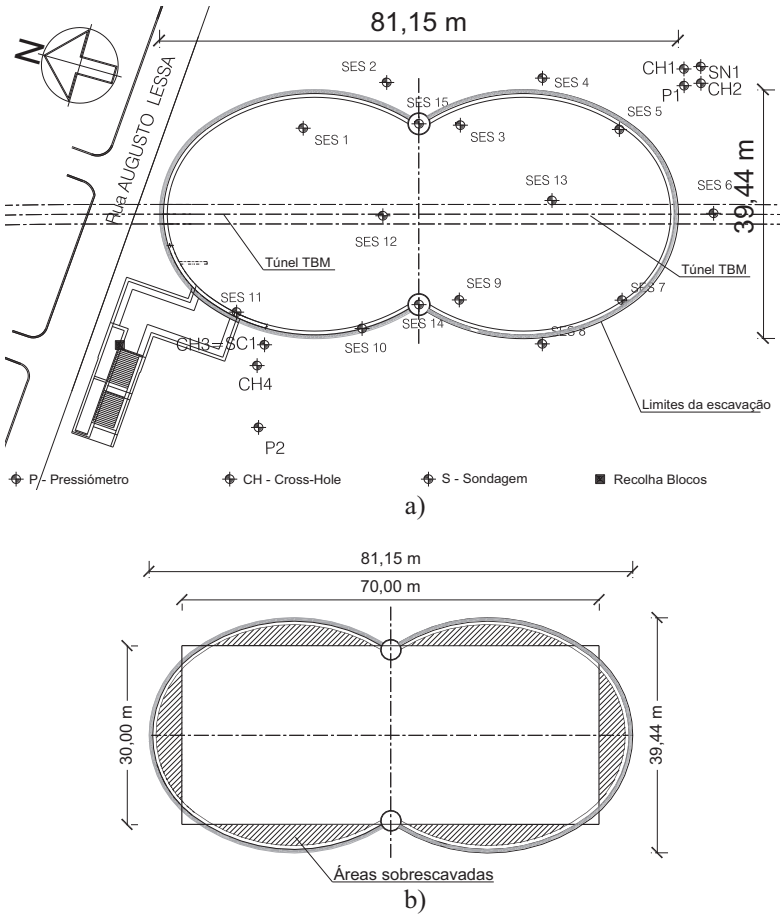


Fig. 1 – Forma e dimensões da estação em planta: a) localização das sondagens e dos ensaios *in situ* realizados; b) área necessária para a estação e área em planta da escavação.

forma e as dimensões da estação em planta. A forma da escavação é um dos aspectos decisivos desta nova solução; em termos óptimos deve ser circular ou, no mínimo, elíptica com os eixos não demasiado diferentes, para ser possível uma forte mobilização do efeito de arco, reduzindo ao mínimo a espessura do suporte.

O progresso da construção baseou-se no Método de Escavação Sequencial, mas aplicado na direcção vertical. O suporte consistiu numa membrana de betão projectado cuja espessura variou de 0,30 m, mais à superfície, até 0,60 m, junto da base da escavação.

Na primeira fase de execução construiu-se a viga de coroamento, com secção de 0,60×1,00 m^2, a qual garante uma rigidez adequada à estrutura enquanto os anéis não ficam completos. Nas fases seguintes procedeu-se à escavação e construção do suporte, passo a passo, tal como está esquematicamente ilustrado na Figura 2a. A escavação pode prosseguir para o anel seguinte somente depois de ficar completo o anterior. A altura dos anéis varia de caso para caso, geralmente entre 1,0 m e 2,0 m, em função das características do terreno e das dimensões da escavação, tanto em planta como em profundidade. No caso presente a altura de cada anel foi de 1,8 m.

Os anéis não devem ser abertos em toda a sua extensão de uma única vez, devendo ser divididos em painéis com largura limitada, dependente da dimensão da escavação e da qualidade do terreno. Quando a dimensão em planta é suficientemente grande, pode dar-se o caso de, ao mesmo tempo, estarem em execução vários painéis, suficientemente afastados entre si. No caso presente a largura dos painéis variou entre 6 e 12 m, podendo no máximo haver 4 painéis abertos simultaneamente. A Figura 2b inclui uma fotografia de um desses painéis.

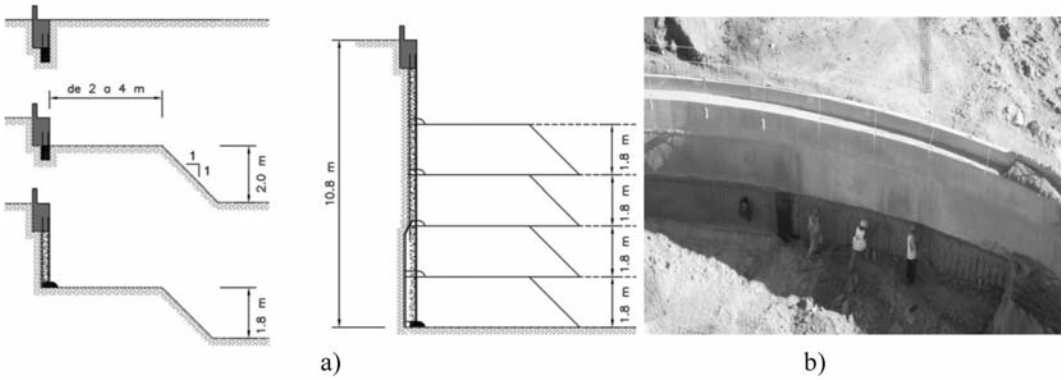


Fig. 2 – Sequência construtiva da Estação Salgueiros: a) esquema; b) escavação de um painel.

Imediatamente após a conclusão da escavação de um painel, procede-se à execução do suporte de forma a reduzir ao mínimo quer o período em que subsiste a situação de auto-suporte do terreno quer a degradação das propriedades deste. No caso presente, o suporte era constituído por betão projectado com armaduras em ambas as faces, dimensionadas para suportar os esforços instalados.

Após a finalização de um dado anel, a execução passa para o seguinte até à base da escavação. A Figura 3 mostra a obra em apreço na fase final da escavação.

A descrição anterior aplica-se às situações em que os anéis são executados de forma contínua. Sem embargo, em alguns casos, é necessário introduzir modificações mais ou menos importantes aos procedimentos padrão para que seja possível adaptar a forma da escavação a outras necessidades ou exigências. A Estação Salgueiros é um exemplo de uma situação deste tipo, visto que, ao possuir dimensões em planta de 70×30 m^2, ajustar uma única elipse a este rectângulo acarretaria uma sobre-escavação de tal modo elevada que poria em causa a vantagem económica da solução. A forma final foi conseguida conjugando duas elipses, o que permitiu reduzir ao mínimo a área

inútil e manter a filosofia e as vantagens do tipo de solução em apreço. Na Figura 1b compara-se a área necessária com a área em planta efectivamente escavada (elipse dupla), sendo a primeira igual 2100 m^2 e a segunda da ordem de 2450 m^2, ou seja, a solução adoptada implicou uma sobre-escavação de cerca de 16%.

Fig. 3 – Final da escavação da Estação Salgueiros.

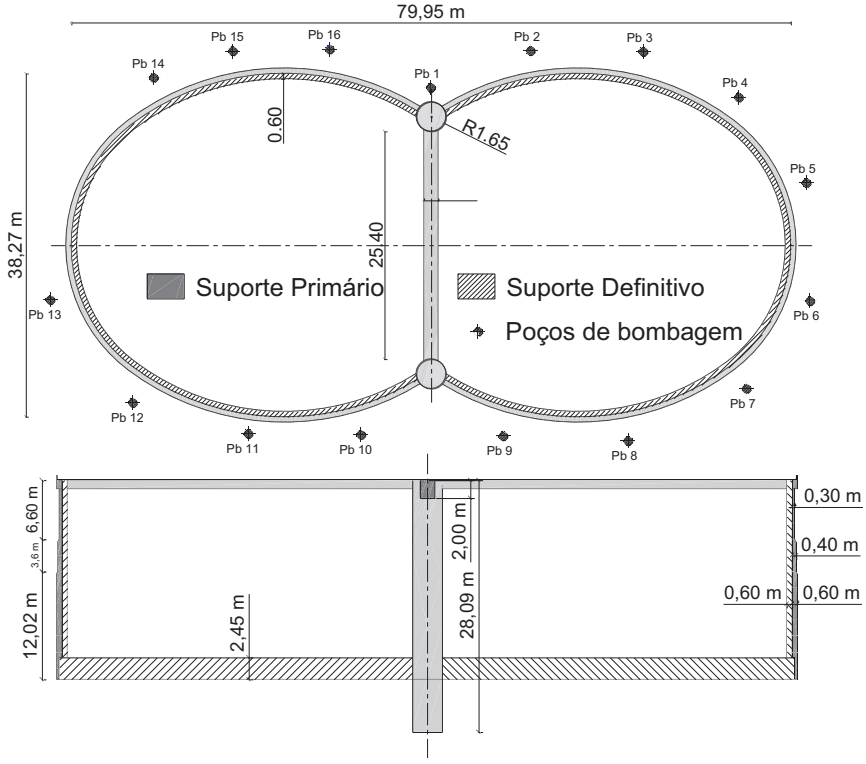


Fig. 4 – Dimensões dos elementos estruturais mais relevantes.

As forças não equilibradas resultantes da forma adoptada, as quais não podiam ser absorvidas pela membrana pouco espessa de betão projectado, obrigaram à construção de um pórtico robusto (devido ao elevado valor daquelas forças) de betão armado, constituído por dois pilares circulares com 3,30 m de diâmetro e por uma viga rectangular com secção de 1,60×2,00 m^2, executados antes do começo da escavação. Na Figura 4 apresentam-se as dimensões dos elementos estruturais mais relevantes. Saliente-se, por um lado, que estas dimensões são sobretudo devidas às solicitações que ocorrem durante a fase de escavação e, por outro lado, que o suporte em betão projectado é muito pouco espesso face à dimensão da obra, apesar de não haver quaisquer outros elementos resistentes externos, tais como, escoras, ancoragens ou pregagens. Isto significa que há uma grande economia de materiais e um enorme ganho em termos de prazo de execução, visto não ser necessário interromper o ritmo da escavação para proceder à mudança de equipamentos ou para esperar pelo endurecimento de certos materiais.

Na Figura 5 indicam-se as diversas fases de abertura da escavação e o tempo realmente gasto na execução de cada uma. O tempo necessário para executar a escavação (55 000 m^3) foi de cerca de 36 semanas, o que demonstra a eficiência do método construtivo. Note-se, ainda, que cerca de 1/3 desse tempo foi usado na construção dos poços verticais, com 3,3 m de diâmetro.

A obra em apreço foi executada em solos residuais de granito, os quais possuem uma certa coesão. Além disso, a existência de um nível de sucção adequado contribui significativamente para um aumento da rigidez e da resistência do terreno. Assim, a drenagem de forma a assegurar que o nível freático se situa constantemente sob a base da escavação assume uma importância decisiva.

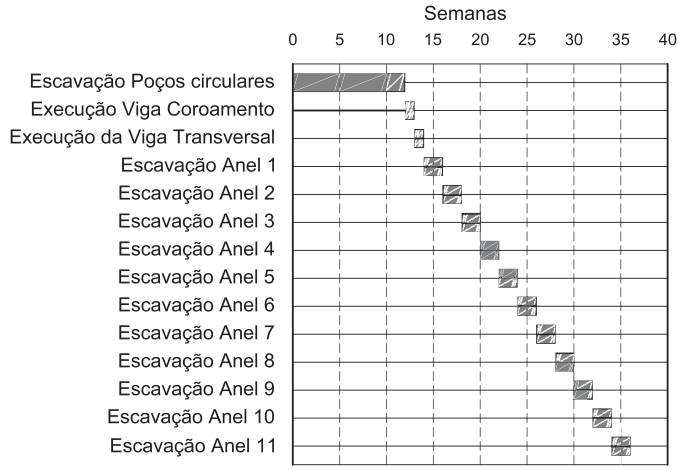


Fig. 5 – Faseamento dos trabalhos e tempo gasto na execução das diversas fases.

O rebaixamento prévio do nível freático foi obtido por bombagem de 16 poços de bombagem, abertos a cerca de 2 m de distância do perímetro da escavação, como se pode ver na Figura 4, e com comprimentos da ordem dos 31 m. Os poços de bombagem tinham um diâmetro interno de 0,20 m e foram instalados em furos com 0,40 m de diâmetro, sendo o espaço anelar entre os dois preenchido com material granular. As bombas submersíveis asseguravam um débito de 3 m^3/h, cada uma.

De forma a aumentar a garantia de que subsistiam condições não saturadas no terreno mais próximo do suporte, foi ainda instalado durante a escavação um sistema redundante constituído por drenos sub-horizontais curtos com 2 polegadas de diâmetro e comprimento de 4 m.

A análise das medições efectuadas através dos piezómetros confirmou a eficácia do sistema, posicionando-se o nível freático constantemente sob a base da escavação.

3 – CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA

3.1 – Breve descrição dos solos residuais do granito

Os solos residuais do granito cobrem uma grande área do norte de Portugal, sendo os materiais predominantes na maioria dos horizontes superficiais na cidade do Porto, como é o caso do local onde se implantou a obra em apreço. Estes solos foram caracterizados por Viana da Fonseca (1996), Viana da Fonseca e Coutinho (2008) e Topa Gomes *et al.* (2008) como materiais saprolíticos, preservando a fábrica natural da rocha original e compostos por, pelo menos, 10% de argila, cerca de 20% de silte e aproximadamente 70% de areia. Em geral, está também presente uma pequena percentagem de seixos. A Figura 6 mostra o fuso granulométrico resultante de 12 análises granulométricas a amostras colhidas nos furos de sondagem realizados no local da obra. Em alguns casos, os solos exibem alguma plasticidade.

A maioria dos materiais mais superficiais estão completamente alterados, tendo perdido mesmo a estrutura do material mãe. Nos níveis inferiores, com graus de alteração menores, a fábrica da rocha original mantém-se sempre mas as resistências e deformabilidades são as típicas destes materiais, tanto mais favoráveis quanto menor for a alteração. Contudo, podem ocorrer transições abruptas e repentinas entre graus de alteração bastante distintos, podendo essas mudanças ser completamente erráticas em todas as direcções, vertical e horizontais. Esta circunstância pode fazer com que em locais de ensaio relativamente próximos se possam obter resultados significativamente distintos, o que cria dificuldades acrescidas à definição de um modelo geotécnico suficientemente preciso e de confiança.

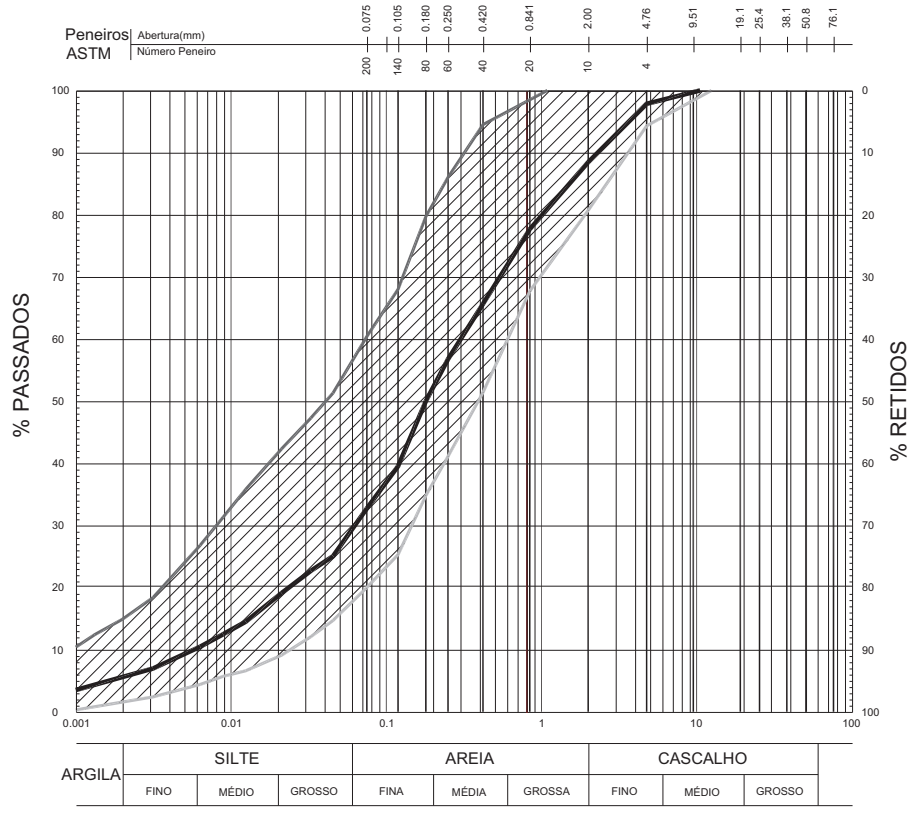


Fig. 6 – Curvas granulométricas do solo residual colhido nos furos de sondagem.

Devido ao carácter inovador da solução adoptada para a contenção da escavação, no decurso do projecto foi concretizado um intenso programa de caracterização geotécnica, no campo e em laboratório. Adicionalmente foi realizada uma cuidadosa caracterização geotécnica complementar no âmbito da preparação da tese de doutoramento do primeiro autor (Topa Gomes, 2009).

Quadro 1 – Ensaios de campo realizados

Sondagens e ensaios	Número de locais em planta	Prof. máx. (m)	Total de resultados individuais
Sondagens	17	25	–
Ensaios SPT	16	23,5	146
Pressiómetro PMT (de Ménard)	3	24	13
Pressiómetro auto-perfurador SBPT	2	16	11
Ensaios sísmicos cross-hole (CH)	2	25	16
Ensaios de permeabilidade Lefranc	9	24,5	52

3.2 – Ensaios de campo

Na planta incluída na Figura 1a indica-se a localização dos vários ensaios de campo realizados para o estudo da estação, durante a fase de projecto e, mais tarde, durante a construção. Está também referenciado o local onde foram recolhidos blocos de material, donde se retiraram boas amostras para a execução de ensaios triaxiais. No Quadro 1 resumem-se os ensaios efectuados e as profundidades máximas alcançadas. Por sua vez, a Figura 7a apresenta os valores de G_0 obtidos a partir dos ensaios CH, executados em dois locais diametralmente opostos. Abaixo dos 10/12 m de profundidade, aproximadamente, há um aumento claro dos G_0, o que marca a transição entre "materiais terrosos" e "materiais rochosos", estes com graus de alteração W4 ou W3.

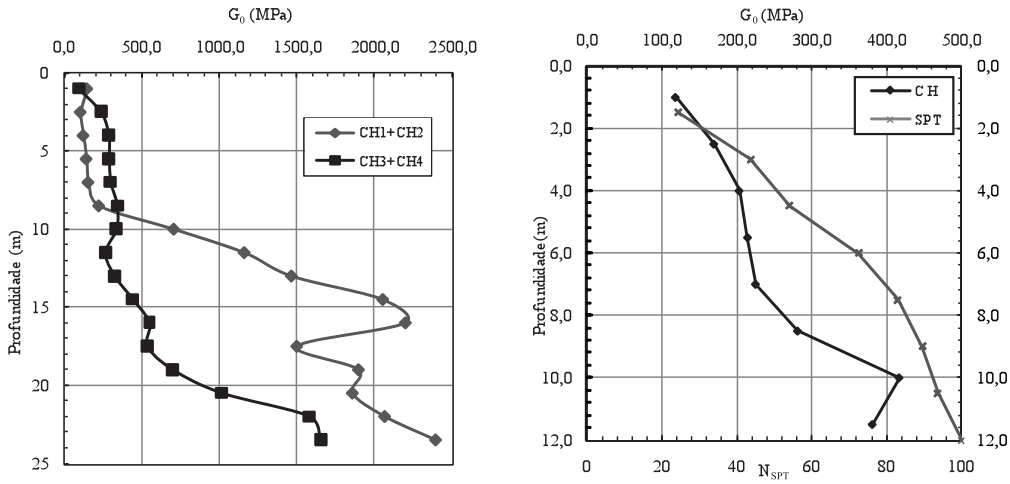


Fig. 7 – Evolução com a profundidade: a) dos G_0 medidos nos ensaios CH; b) dos valores médios dos G_0 e dos N_{SPT} nos horizontes de solos residuais.

Os primeiros 10/12 m são de enorme importância para o comportamento global da escavação, visto que aí se localizam os materiais menos resistentes e mais deformáveis. Por isso os resultados adiante apresentados dizem sobretudo respeito a esse horizonte.

Em relação aos primeiros 12 m, a Figura 7b mostra a evolução em profundidade dos valores médios dos ensaios SPT e CH. Abaixo daquela profundidade os N_{SPT} eram sistematicamente superiores a 100, ainda que pudesse ocorrer um ou outro valor significativamente inferior.

Os ensaios Lefranc conduziram a um valor médio do coeficiente de permeabilidade, k, da ordem de $6{,}9\times10^{-6}$ m/s, com valores variando entre $4{,}7\times10^{-6}$ m/s e $12{,}0\times10^{-6}$ m/s. Estas permeabilidades são suficientemente elevadas para que se pudesse admitir que um efectivo rebaixamento do nível freático fosse atingido com o sistema de *well points* já apresentado, sem preocupações maiores relativamente à compressibilidade do material.

3.3 – Ensaios de laboratório

O Quadro 2 apresenta um resumo dos ensaios de laboratório efectuados durante a fase de projecto. Deve ser referido que a construção da estação em apreço era parte de uma obra global que incluía 2 túneis abertos com recurso a tuneladoras TBM (~7 km), 1 túnel executado com o método NATM (~300 m) e outras 10 estações subterrâneas. Em todas estas obras os materiais resultantes da meteorização do granito, com graus de alteração variáveis, eram claramente predominantes. Por isso, a interpretação dos resultados das campanhas de caracterização foi feita em conjunto, de forma integrada.

Quadro 2 – Ensaios de laboratório realizados no âmbito do projecto.

Tipo	Nº. de ensaios
Curvas granulométricas	12
Ensaios de corte directo	4
Ensaios triaxiais	6

Mais tarde, com o objectivo de investigar de forma aprofundada o comportamento dos materiais em causa, foi efectuado um grande número de ensaios triaxiais. Estes ensaios, cuidadosamente conduzidos de acordo com as técnicas mais actuais, incluíram a avaliação da influência do grau de sucção nos valores dos parâmetros dos solos e foram realizados segundo diferentes trajectórias de tensão. Como estes resultados não foram usados no projecto eles não são apresentados aqui.

3.4 – Definição dos horizontes e parâmetros geotécnicos adoptados

No projecto inicial foram usados modelos bastante simples, quer no que respeita ao modelo geológico-geotécnico, quer no que concerne ao modelo numérico. Sem embargo, o comportamento muito satisfatório da escavação, que não exibiu desvios decisivos em relação às estimativas de comportamento iniciais, contribui para reforçar a hipótese de os parâmetros assumidos serem razoáveis ou, pelo menos, adequadamente conservativos. Foram considerados horizontes definidos por fronteiras horizontais e com diferentes graus de alteração, resumindo-se as características desses horizontes no Quadro 3.

Note-se que este modelo geológico-geotécnico não leva em consideração a evolução contínua dos parâmetros geotécnicos com a profundidade, como mostra a Figura 7. A análise *a posteriori* (não incluída no presente artigo) do comportamento estrutural evidenciou a necessidade de se considerar essa evolução contínua com a profundidade, assim como mostrou a grande influência do grau de sucção na resistência e deformabilidade dos solos. Este último aspecto afecta de forma

Quadro 3 – Horizontes geotécnicos e valores assumidos para os parâmetros

Prof. (m)	Grau de alteração	c' (kPa)	ϕ' (º)	E (MPa)	ν	K_0
0 – 2	-	0	28	40	0,3	0,5
2 – 5	W6	10	32	45	0,3	0,7
5 – 18	W5	40	35	150	0,3	0,7
>18	W4	100	40	500	0,3	0,7

muito relevante os esforços que actuam na estrutura, visto que, sendo o material mais rígido, para que a deformação seja a mesma esses esforços devem possuir uma grandeza superior.

Uma outra questão importante a discutir é o valor do K_0. A experiência limitada de determinação desse valor em solos residuais do granito aponta para valores da ordem de 0,5. No local da obra, depois de iniciada a construção, foram realizados ensaios SBP que apontaram para valores de K_0 à volta de 0,6, para "materiais tipo solo", e da ordem de 1,0, para "materiais tipo rocha alterada" (Topa Gomes *et al.,* 2008).

4 – MODELAÇÃO NUMÉRICA

4.1 – Hipóteses do projecto

Como já foi referido, o projecto, que tinha como objectivos principais a validação da forma da escavação e a avaliação do comportamento global, baseou-se na assunção de modelos muito simples. Como a experiência com o tipo de obras em análise é muito escassa, muita da inspiração que esteve na origem dos modelos foi beber à literatura sobre túneis.

Para se obter uma ideia geral das acções totais a que ficaria sujeito o revestimento, num primeiro momento usaram-se modelos axissimétricos, os quais conduziram a um diagrama de pressões do tipo do desenhado na Figura 8a. O diagrama sugere que se considere um alívio das pressões

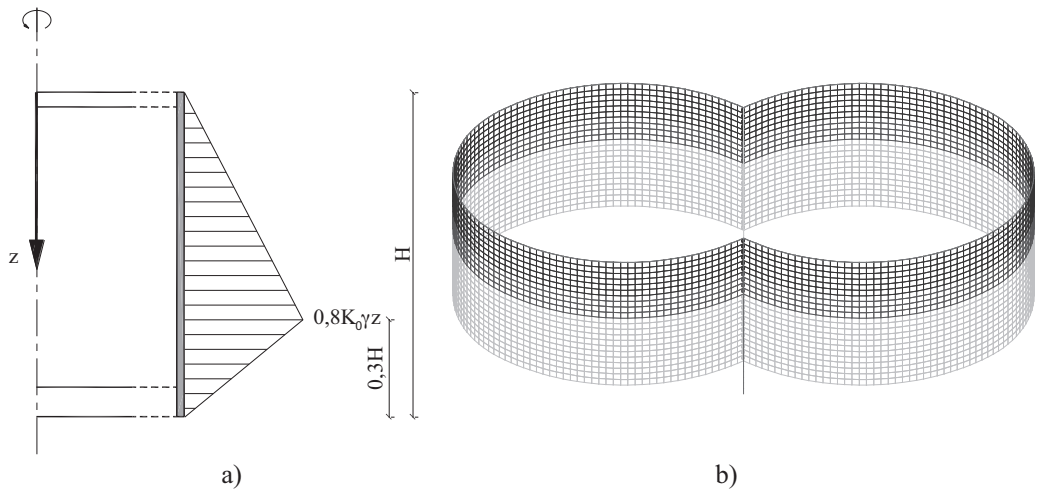


Fig. 8 – Hipóteses do projecto inicial: a) diagrama de pressões; b) malha de elementos finitos.

horizontais da ordem dos 20% em relação à situação de repouso, até ao plano horizontal situado a 0,3×H da base da escavação, diminuindo a partir daí a pressão até um valor nulo na proximidade dessa base. Na Figura 8a H representa a altura total de escavação, K_0 o coeficiente de impulso em repouso e γ o peso volúmico do terreno.

Devido à forma elíptica da estrutura, há zonas que se deslocam no sentido oposto ao da escavação (zonas de compressão horizontal). Para a consideração deste efeito adoptaram-se coeficientes de Winkler definidos pela expressão (1), proposta por Evison (1988), na qual k representa o coeficiente de Winkler, ν e E o coeficiente de Poisson e o módulo de Young do solo, respectivamente, e R o raio da escavação.

$$k = \frac{1}{1+\nu} \cdot \frac{E}{R} \tag{1}$$

O código numérico STRAP, baseado no Método dos Elementos Finitos, foi usado pela empresa projectista para avaliar os deslocamentos e as tensões na cortina. A Figura 8b apresenta uma vista 3D da malha adoptada.

4.2 – Novos cálculos efectuados

Tendo como objectivo uma mais profunda compreensão do comportamento estrutural, foram realizados cálculos adicionais usando um código numérico 3D baseado no Método dos Elementos Finitos, o qual foi desenvolvido conjuntamente pelas Universidade de Coimbra e Universidade do Porto (França *et al.,* 2006). A Figura 9 representa a malha de elementos 3D com 20 nós que foi empregue; os cálculos comportavam 63 fases diferentes, de forma a modelar todos os pormenores da execução da escavação e da construção do suporte.

Supôs-se para os solos o critério de cedência de Mohr-Coulomb, com os parâmetros apresentados no Quadro 3. Estes parâmetros são equivalentes aos considerados no projecto, sendo o primeiro horizonte o que corresponde às camadas mais superficiais, de mais fracas características mecânicas, e os restantes a diferentes graus de alteração do maciço granítico.

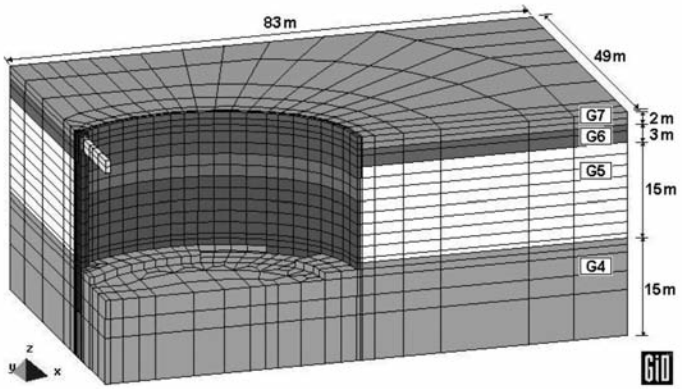


Fig. 9 – Malha de elementos finitos adoptada nos cálculos adicionais (França *et al.,* 2006).

Aos elementos estruturais, tais como a viga de coroamento, a viga de travamento transversal e os pilares (poços), foi atribuído um comportamento elástico linear com módulo de Young de 15 *GPa* e coeficiente de Poisson de 0,25. Para o betão projectado do revestimento foi considerado um módulo de Young igual a 10 *GPa*.

5 – ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DA ESCAVAÇÃO

5.1 – Resultados numéricos. Comportamento global da escavação

A Figura 10 mostra os deslocamentos horizontais da viga de coroamento obtidos nos cálculos do projecto, bem como a malha deformada obtida nos cálculos numéricos adicionais. Ambas as figuras permitem constatar que o conjunto formado pelos dois poços circulares e pela viga transversal desempenha um papel fundamental para a estabilidade global da escavação e, pela sua rigidez, para o controlo dos deslocamentos.

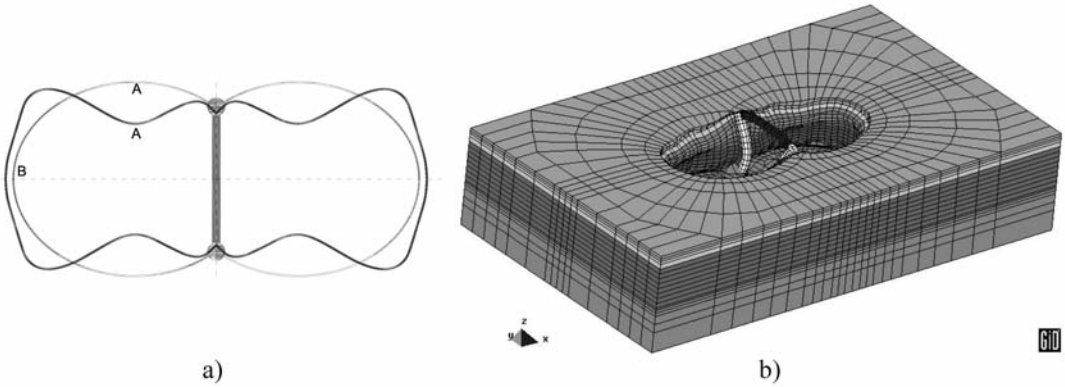


Fig. 10 – a) Deslocamentos horizontais da viga de coroamento; b) malha deformada (França *et al.,* 2006).

A Figura 11 representa as isocurvas dos deslocamentos horizontais, nas direcções longitudinal e transversal.

As zonas que experimentam os deslocamentos mais elevados são as que se situam na proximidade do ponto A (Figura 10a), onde o raio da elipse é maior e, por isso, os efeitos dos momentos flectores prevalecem sobre os das forças axiais. Acresce que nesta zona os deslocamentos aumentam com a profundidade, atingindo o valor máximo próximo de 0,7H (Figura 11b). Outro aspecto relevante refere-se ao facto de os deslocamentos serem no sentido contrário ao da escavação nos topos desta (Figuras 10 e 11a).

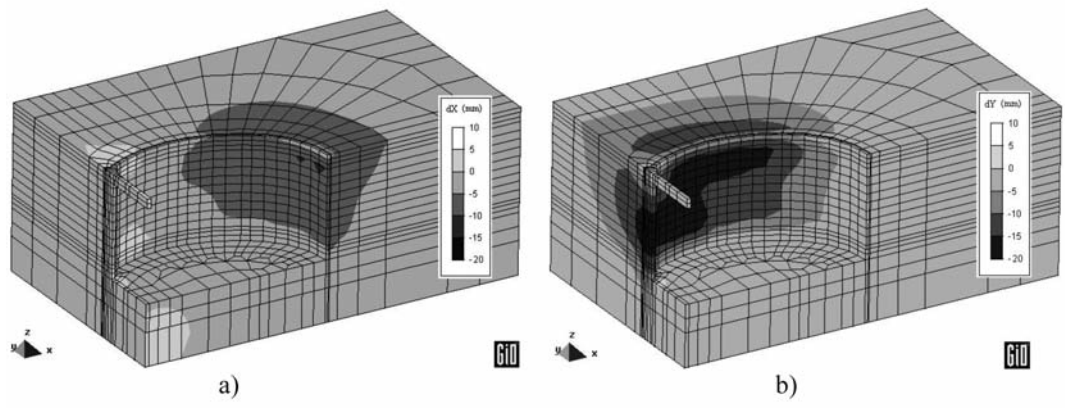


Fig. 11 – Isocurvas dos deslocamentos horizontais (França *et al.,* 2006):
a) longitudinais; b) transversais.

Nos parágrafos seguintes discute-se com maior detalhe alguns aspectos particulares do comportamento da estrutura, tal como é revelado sobretudo pelos resultados experimentais, obtidos através do plano de instrumentação e monitorização.

5.2 – Plano de instrumentação

A Figura 12 apresenta o plano de instrumentação da obra. Para além dos alvos topográficos fixados na parede ao nível da viga de coroamento, também foram colocados outros às profundidades de 2,5 m, 7,25 m, 12,0 m e 17,0 m, com a mesma distribuição em cada nível.

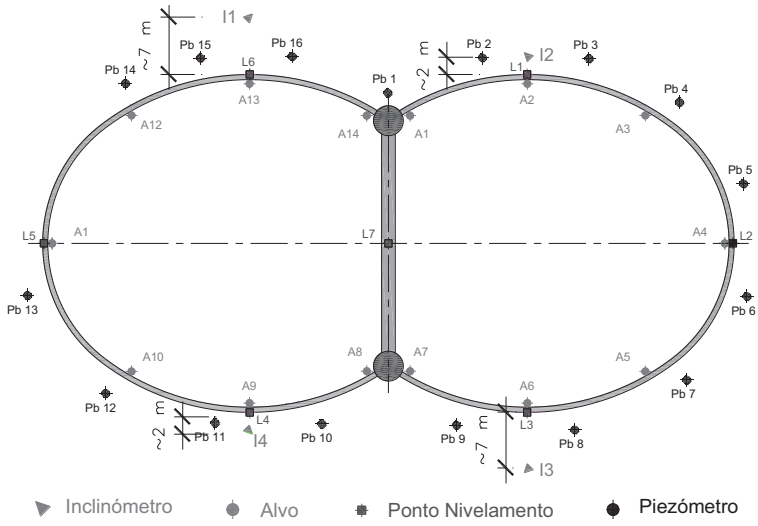


Fig. 12 – Plano de monitorização da obra.

Adicionalmente, foram também instalados alvos e pontos de nivelamento e, ainda, fissurómetros e clinómetros nos edifícios afectados pela escavação. Contudo, o edifício mais próximo do perímetro da obra estava afastado mais do que 15 m, pelo que não foram registados valores significativos nesses instrumentos.

O nível freático foi rebaixado antes da escavação começar, tendo a sua posição sido sistematicamente controlada através dos *well points*, não se tendo observado variações apreciáveis.

5.3 – Resultados experimentais

5.3.1 – Deslocamentos verticais superficiais

A Figura 13 apresenta as isocurvas dos assentamentos superficiais, obtidas nos cálculos numéricos 3D executados após a execução da obra. A Figura 14 mostra os assentamentos registados nos alvos topográficos (L1 a L6, Figura 12) instalados na viga de coroamento.

Os resultados experimentais mostram que, apesar das diferenças de rigidez global entre as diferentes zonas da escavação, não se observam diferenças relevantes no que respeita aos valores dos assentamentos, sendo a magnitude destes, no final da escavação, da ordem dos 30 mm, o que não constituiu motivo de preocupação, dado o afastamento a que situavam os edifícios mais próxi -

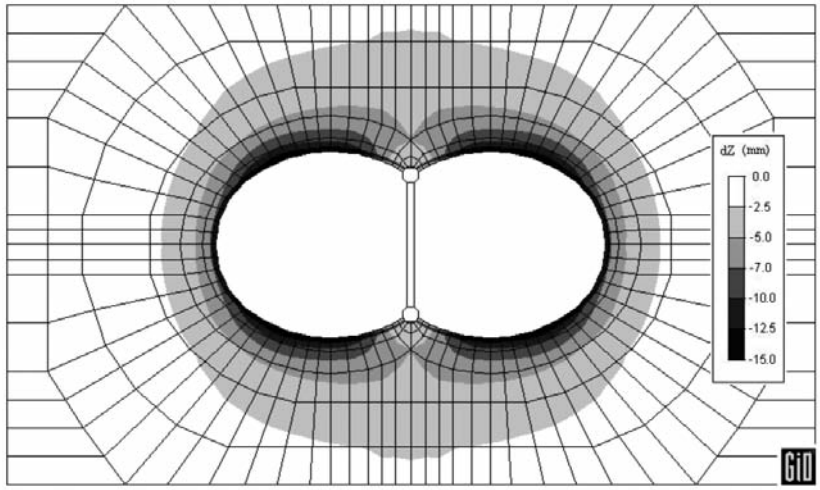


Fig. 13 – Isocurvas dos assentamentos superficiais - cálculo 3D (França *et al.,* 2006).

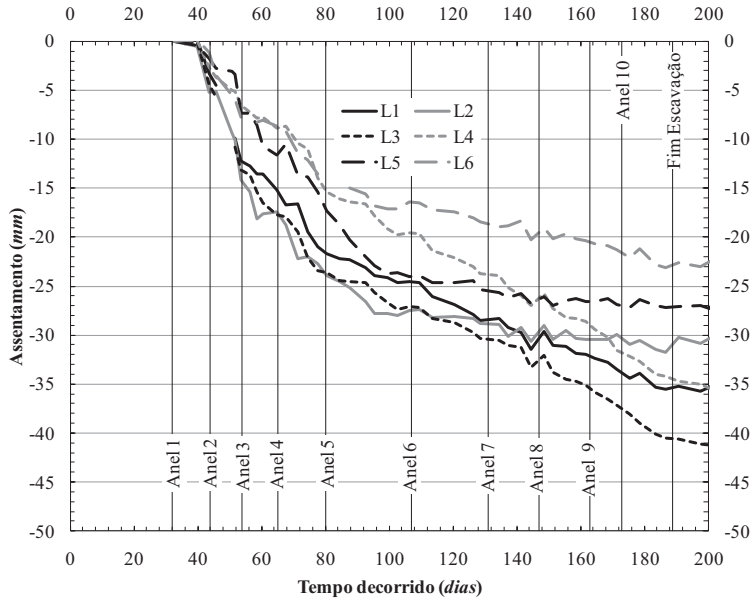


Fig. 14 – Assentamentos medidos nos alvos (L1 a L6) localizados na viga de coroamento.

mos. Os resultados numéricos da Figura 13 confirmam essa uniformidade dos assentamentos em todo o perímetro da escavação, sendo, contudo, perceptível a maior largura da bacia de subsidência nas zonas onde ocorrem os deslocamentos horizontais mais elevados (zonas da Figura 10).

No que se refere à grandeza dos assentamentos a certa distância do perímetro da obra, o edifício mais próximo desta, a cerca de 15 m a norte da estação, experimentou o maior assentamento medido, inferior a 15 mm. É de salientar que uma parcela deste assentamento, cerca de metade, foi devido ao rebaixamento do nível freático.

5.3.2 – Deslocamentos verticais da viga transversal

A Figura 15 mostra a evolução do deslocamento vertical da secção média da viga transversal, constatando-se a ocorrência, com o evoluir da escavação, de um levantamento contínuo devido à flexão dos poços verticais em que encastra a viga. Exceptua-se a parte inicial, com movimento descendente, devido ao peso próprio da viga. A grandeza do levantamento indica que as forças a que o elemento estrutural ficou sujeito eram superiores às calculadas inicialmente no projecto, uma vez que essa grandeza excede claramente as estimativas. O valor assumido para o módulo de Young, 15 *GPa*, escolhido visando a obtenção de uma previsão adequada das deformações a longo prazo, atendendo aos fenómenos de fluência e de retracção do betão, conduz, sem embargo, à redução das forças que se instalam nos elementos estruturais, originando, por isso, previsões não conservativas para o dimensionamento em termos de segurança estrutural. Topa Gomes *et al.* (2007) discutem a importância da consideração dos efeitos diferidos em estruturas de betão, como é o caso da viga transversal da estrutura em análise neste trabalho.

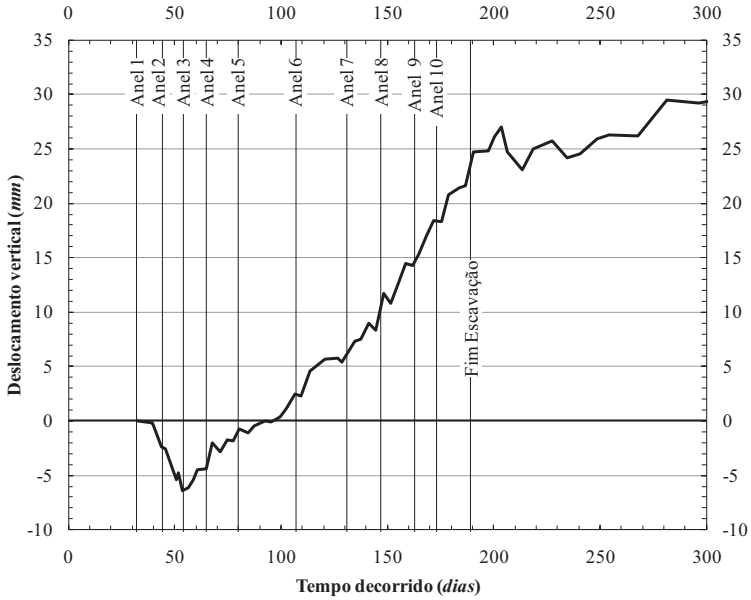


Fig. 15 – Assentamentos medidos na secção média da viga transversal.

Um outro aspecto que justifica as diferenças mencionadas está seguramente relacionado com o modelo geológico-geotécnico simplificado que foi assumido nos cálculos e, particularmente, com a evolução da rigidez do terreno com a profundidade que foi considerada. A Figura 7 ilustra uma evolução contínua com a profundidade da rigidez, enquanto nos cálculos essa propriedade foi assumida constante em cada horizonte considerado. Adicionalmente atribuiu-se uma espessura fixa a cada horizonte geotécnico (ver Quadro 3), o que constitui uma simplificação. A natureza conser - vativa destas opções tende a subestimar o módulo de Young e, consequentemente, para níveis de deformação equivalentes, as tensões instaladas nos elementos estruturais tendem a ser menores.

Seja como for, é de salientar que a previsão não conservativa dos esforços que se instalam na viga não constitui necessariamente um problema de segurança. Com efeito, se a resistência da viga for excedida, ocorre fissuração nas zonas dos apoios (conexões com os poços verticais), limitando

o momento máximo e forçando a viga a funcionar fundamentalmente à compressão (a menos do efeito do peso próprio), situação para a qual a sua capacidade resistente era perfeitamente suficiente.

5.3.3 – Deslocamentos horizontais do suporte

Tendo em vista avaliar os deslocamentos do suporte foram registadas as convergências de alguns segmentos ligados a alvos instalados durante a escavação após a projecção do betão que constitui o suporte. Consequentemente, as medições correspondentes a cada alvo dizem respeito apenas aos deslocamentos devidos às fases de escavação ocorridas após a sua instalação.

Na Figura 16 apresentam-se os valores medianizados dos deslocamentos do suporte (convergência dividida por 2) medidos nos poços verticais na direcção transversal ao eixo longitudinal da estação e às profundidades correspondentes à viga de coroamento, ao anel 4 e ao anel 6. O resultado relativo à viga de coroamento, comparativamente muito pequeno (cerca de 3 mm), confirma a elevada rigidez a esforços de compressão da viga transversal.

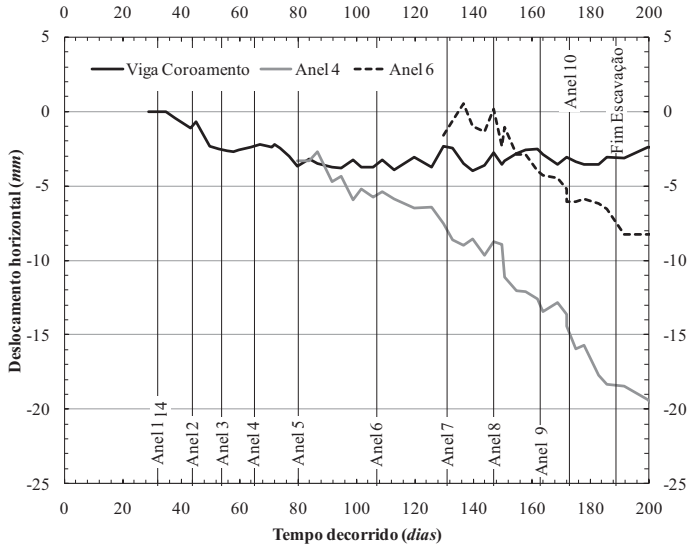


Fig. 16 – Convergências (divididas por 2) na zona central da escavação.

Ao nível do anel 4, a cerca de 9 m de profundidade (40% da altura do corte), os deslocamentos ocorridos após a execução do suporte alcançam mais ou menos 20 mm, o que mostra que os poços verticais são muito flexíveis para as pressões a que têm que resistir. No caso presente os assentamentos em torno da escavação não eram motivo para preocupação. Se o fossem, conseguir-se-ia um controlo efectivo dos deslocamentos do suporte de uma forma relativamente simples aumentando a secção dos poços ou introduzindo uma viga transversal adicional a meia altura da escavação, solução que não traria implicações significativas quer do ponto de vista da execução quer no que respeita a custos.

Ao nível do anel 6, a cerca de 13 m de profundidade (60% da altura do corte), os deslocamen - tos são muito inferiores aos associados ao anel 4. Isto é devido à menor distância em relação ao final da escavação e ao aumento da rigidez do terreno com a profundidade. Note-se que estas circunstâncias fazem com que o ritmo de crescimento dos deslocamentos seja menor no anel 6 do que no anel 4.

Na Figura 17 mostram-se os movimentos transversais do suporte (convergência dividida por 2) nas secções correspondentes à máxima largura da escavação (ponto A) e ao máximo comprimento (ponto B). No ponto A ocorrem importantes deslocamentos horizontais ao nível da viga de coroamento, o que se compreende se se tiver presente que, não havendo escoramentos nessa zona, apenas a rigidez da viga evita os movimentos.

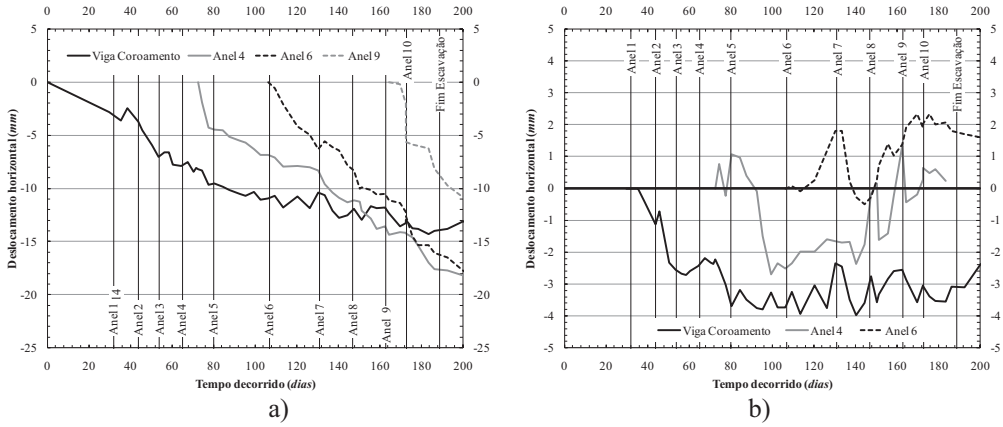


Fig. 17 – Convergências (divididas por 2): a) zona mais larga da escavação (ponto A); b) zona mais comprida da escavação (ponto B).

Os deslocamentos máximos relativos aos anéis 4 e 6 são muito semelhantes, apesar das diferentes distâncias ao fundo da escavação, o que resulta da reduzida rigidez do suporte. Consequentemente, o gradiente dos deslocamentos horizontais é maior no anel 6 do que no 4, o que pode ser devido às pressões mais elevadas que teoricamente se exercem nesse local, ainda que haja que ter presente a circunstância que milita no sentido contrário, de a qualidade do maciço granítico melhorar em profundidade. Mesmo no anel 9, o gradiente é superior aos anteriores.

No que se refere aos deslocamentos do ponto B, é claro o seu carácter divergente. Seja como for, os deslocamentos possuem uma magnitude reduzida (cerca de 3 mm), não muito diferente da precisão associada ao tipo de medições em causa. A divergência é mínima ao nível da viga de coroamento, máxima ao nível do anel 4 (3,3 mm) e decresce ligeiramente ao nível do anel 6 (cerca de 3,0 mm). Este comportamento é compatível com as convergências observadas na direcção transversal, sendo que, no entanto, há que ser prudente na aceitação e generalização das conclusões correspondentes, dada a precisão das medições.

5.3.4 – Deslocamentos horizontais do terreno

Como mostra a Figura 12, antes de se iniciar a escavação foram instalados 4 inclinómetros, aproximadamente nos dois alinhamentos que contêm as secções de maior largura, dois em cada alinhamento. É expectável que os maiores deslocamentos do suporte ocorram nesses alinhamentos. Dois dos inclinómetros, o I2 e o I4, foram instalados muito próximo do suporte (a 2 m de distância) e os outros dois a cerca de 7 m de distância.

A Figura 18 mostra os resultados dos inclinómetros I2 e I4. O primeiro aspecto a relevar é a notória diferença entre os valores medidos nos dois instrumentos, o que é sinal claro da heterogeneidade do maciço granítico. As medições efectuadas nos alvos topográficos também mostravam diferenças do mesmo tipo, ainda que de menor magnitude. No que se segue dá-se mais relevo aos

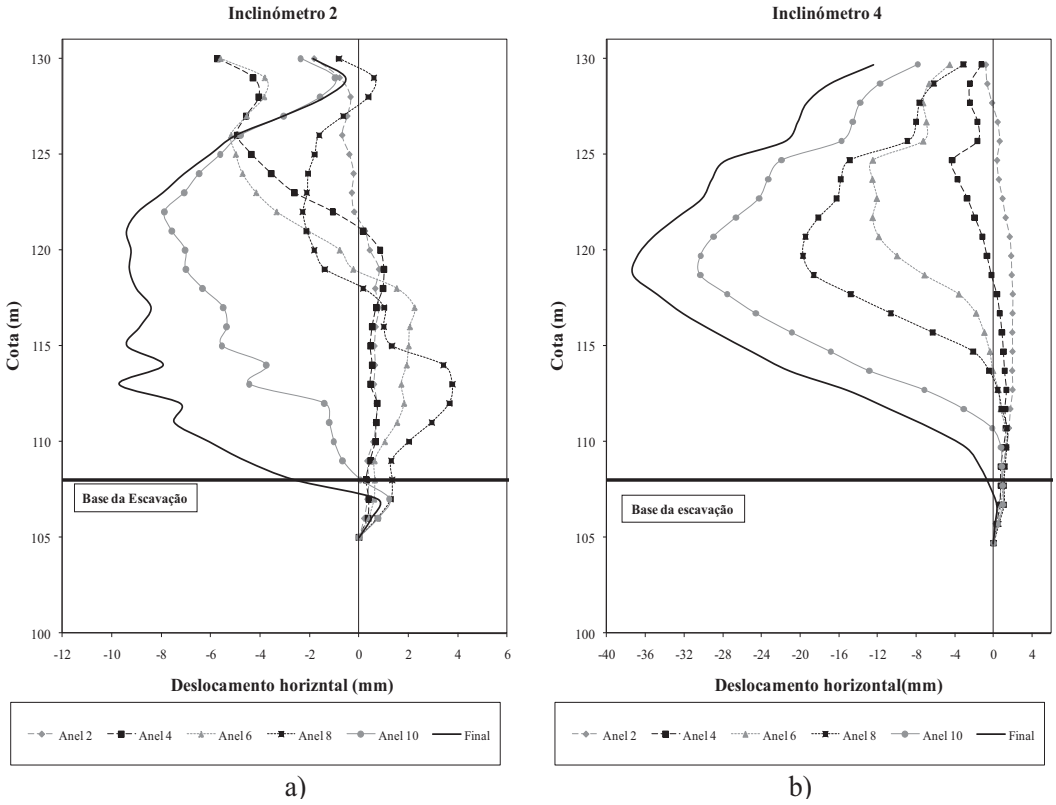


Fig. 18 – Deslocamentos horizontais normais à escavação: a) inclinómetro I2; b) inclinómetro I4.

resultados do inclinómetro I4, onde foram medidos valores maiores, relativos, por isso, à zona do maciço com piores características mecânicas; estes valores são, por outro lado, menos afectados pelas oscilações devidas à precisão do instrumento (cerca de 6 mm por 25 m).

O deslocamento horizontal máximo ocorre sensivelmente a 12 m de profundidade, que corresponde à do anel 6. Neste nível o deslocamento antes da respectiva escavação foi de cerca de 12 mm, tendo alcançado aproximadamente 37 mm no final da escavação, ou seja, a parcela do deslocamento que ocorre antes da "passagem da frente" alcança cerca de 30% do total. Por isso, pode concluir-se que as medições efectuadas com os alvos colocados no suporte (depois da escavação ao nível respectivo) dizem respeito às maiores deformações do terreno.

Note-se ainda que, no local do inclinómetro I4, o deslocamento horizontal da viga de coroamento foi significativo, da ordem dos 12 mm, e que a base da escavação praticamente não se deslocou horizontalmente. Este último aspecto é devido à melhoria das características do maciço com a profundidade, sendo que ao nível da base é dominante a presença de material não completamente alterado (W4), com valores de G_0 bem superiores a 1000 *MPa*.

Visando apreciar a evolução dos deslocamentos horizontais com a distância à parede, a Figura 19 mostra os resultados do inclinómetro I3, instalado a cerca de 7 m da parede na zona em que esta experimentou maiores deslocamentos. Continua a apreciar-se um deslocamento horizontal significativo à superfície do maciço, sendo que o deslocamento máximo ocorre a menor profundidade (~8 m) do que no I4. A menos deste aspecto, as curvas que traduzem os deslocamentos medidos têm uma forma similar às relativas aos inclinómetros I2 e I4.

Saliente-se que, como se conclui da apreciação das Figuras 10 e 11b, as características gerais dos movimentos horizontais são qualitativamente captadas pelos cálculos numéricos. No que respeita à questão quantitativa, a heterogeneidade do maciço, bem demonstrada pelos resultados experimentais apresentados, torna a fiabilidade das previsões numéricas mais difícil de alcançar.

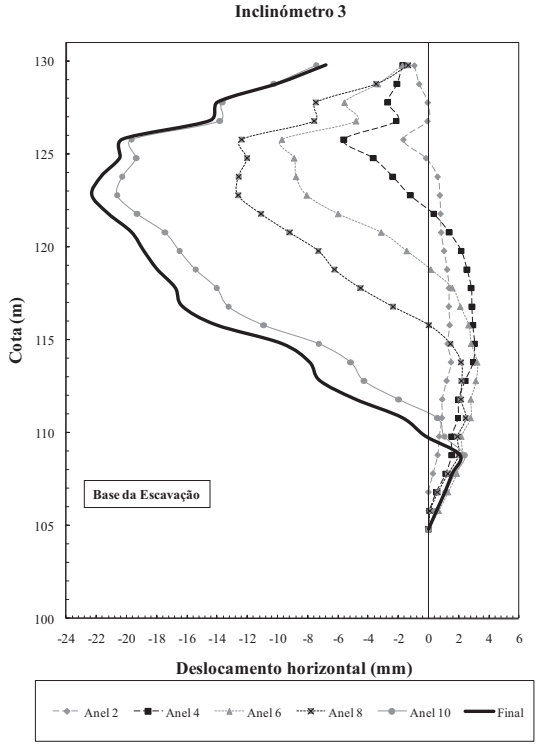


Fig. 19 – Deslocamentos horizontais normais à escavação medidos no inclinómetro I3.

6 – CONSIDERAÇÕES FINAIS

Apresentou-se e discutiu-se o comportamento de uma solução inovadora para a construção da Estação Salgueiros do Metro do Porto. A nova solução foi realizada com considerável sucesso no que concerne ao controlo das deformações do maciço terroso, dos custos e dos prazos de execução.

No projecto foram adoptados modelos geotécnicos bastante simples, mas ainda assim capazes de captar satisfatoriamente aspectos essenciais do comportamento estrutural. Não obstante, a análise detalhada dos resultados da monitorização da obra evidenciou algumas diferenças importantes entre o que foi previsto no projecto e o comportamento real, diferenças que tiveram basicamente a ver com a grandeza dos movimentos e com a tipologia e magnitude das forças instaladas na viga transversal, elemento vital para a estabilidade global da estrutura.

7 – AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem as autorizações e facilidades concedidas pela empresa Metro do Porto, dono da obra, pela Normetro, construtor, e pela CJC, projectista. Agradecem também à Fundação para a Ciência e Tecnologia o apoio financeiro que lhes foi concedido através do projecto POCI/ECM/61934/2004.

8 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Evison, S. E. (1988). *A Ring and Spring Model Tunnel Liner Design.* MSc thesis, University of Alberta, Edmonton, Canada.

França, P.; Taborda, D.; Pedro, A.; Almeida e Sousa, J.; Topa Gomes, A.(2006). *Estação Salgueiros do Metro do Porto: Aspectos executivos e estudo do comportamento.* Anais do III Congresso Luso-Brasileiro de Geotecnia, Curitiba, Brasil, pp. 369-374.

Normetro - CJC (2003). *Estação Salgueiros – Nota de cálculo do revestimento primário.* Porto.

Topa Gomes, A.; Ferraz, M.; Faria, R.; Figueiras, J.; Silva Cardoso, A. (2007). *Análise do comportamento diferido e não linear geométrico de uma escora de betão armado da estação de Metro Salgueiros.* Anais do Congresso em Métodos Numéricos e Computacionais em Engenharia, Porto.

Topa Gomes, A. (2009). *Poços elípticos pelo Método de Escavação Sequencial. O caso do Metro do Porto.* Tese de doutoramento, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

Topa Gomes, A.; Viana da Fonseca, A.; Fahey, M. (2008). *Self-boring pressuremeter tests in Porto residual soil: results and numerical modelling.* Proc. of the 3rd International Conference on Site Characterization, Taiwan.

Viana da Fonseca, A. (1996). *Geomecânica dos solos residuais do granito do Porto. Critérios para o dimensionamento de fundações.* Tese de doutoramento, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

Viana da Fonseca, A.; Coutinho, R. Q. (2008). *Characterization of residual soils.* Keynote paper, Proc. of the 3rd International Conference on Site Characterization. Taiwan, pp. 195-248.

COMPORTAMENTO DE UM TRECHO EXPERIMENTAL EXECUTADO COM FILER DE PEDREIRA

Behavior of an experimental track built with soil-filler

Marta Pereira da Luz*
Lilian Ribeiro de Rezende**
Selma Simões de Castro***

RESUMO – Com a finalidade de contribuir com uma solução para a problemática do acúmulo de resíduo de mineração presente na Região Metropolitana de Goiânia, este trabalho tem por objetivo avaliar a aplicação de resíduo de mineração, o filer, em pavimentação urbana. Para tanto, foi executado um trecho experimental com misturas de solo-filer na proporção de 20% de filer na sub-base e 30% na base, compactadas na energia Proctor intermediária e modificada, respectivamente. O trecho experimental foi avaliado por meio da realização dos seguintes ensaios de campo: grau de compactação, penetrômetro dinâmico de cone, prova de carga sobre placa e viga Benkelman. Os resultados obtidos na seção executada com a mistura foram comparados com os das seções executadas com cascalho e solo-brita. Pode-se concluir que o comportamento mecânico do trecho experimental executado com solo-filer adéqua-se às condições estabelecidas pelas normas vigentes de pavimentação, constituindo importante contribuição na diminuição do quantitativo deste resíduo.

SYNOPSIS – This study aimed to evaluate the application of quarry waste filler, in urban pavement in the hope of providing a solution to the issue of the accumulation of quarry waste in the Metropolitan Region of Goiânia. To do so, an experimental track was built with soil-filler blends in a proportion of 20% filler in the sub base and 30% in the base, compacted with intermediate and modified Proctor energy, respectively. The experimental track was evaluated through the following field tests: degree of compaction, dynamic cone penetration, loading plate and Benkelman beam. The results of these tests were compared with those obtained from a track built with gravel and soil-crushed rock. It can be concluded that the mechanical behavior of the experimental track built with soil-filler blends fulfils the conditions established by the pavement norms in force and thereby constitutes an important contribution in diminishing the quantity of this waste.

PALAVRAS CHAVE – Filer, pavimentação, meio ambiente.

1 – INTRODUÇÃO

Com o crescimento populacional, a demanda por recursos naturais tem crescido vertiginosamente. Isto se deve não somente ao crescimento populacional propriamente dito, mas ao aumento do consumo e do padrão que se entende como qualidade de vida que é cada vez mais exigente. Com

* Mestre, Universidade Federal de Goiás, Programa de Doutorado em Ciências Ambientais, Campus Samambaia - Bloco ICB4, Caixa Postal 131, CEP.: 74001-970, Goiânia-GO, E-mail: marta.eng@ucg.br
** Doutora, Professora Adjunta, Universidade Federal de Goiás, Escola de Engenharia Civil, Programa de Pós-graduação em Geotecnia e Construção Civil, E-mail: lrezende@eec.ufg.br.
*** Doutora, Professora Titular, Universidade Federal de Goiás, Programa de Doutorado em Ciências Ambientais, E-mail: selma@iesa.ufg.br.

isto, reflexos nas condições ambientais tornam-se cada vez mais evidentes. A alta concentração de pessoas nos centros urbanos potencializa esta problemática e trás como resultado graves problemas, tais como: poluição e contaminação dos solos, do ar e das águas; enchentes e deslizamentos de encostas ligados ao uso inadequado do solo (aterros, ocupação de encostas e margens de rios, etc.); disposição e tratamento inadequado de resíduos sólidos, em especial os industriais. O uso de tecnologias e de materiais mais viáveis economicamente e ecologicamente está se tornando uma necessidade para o desenvolvimento sustentável mundial (Batalione, 2007),

No que se refere à problemática causada pelo acúmulo de resíduos, alguns pesquisadores têm feito estudos para testar a viabilidade técnica de emprego destes materiais em pavimentação rodoviária, em especial em camadas de base e sub-base, por consumirem maior quantidade de material. Quando se constata a viabilidade técnica do material alternativo, pode-se contribuir para mitigar três problemáticas importantes: a primeira diz respeito à escassez de materiais granulares aceitos pelas especificações tradicionais para compor as camadas de sub-base e base de pavimentos flexíveis (Rezende, 2003); a segunda refere-se à dificuldade imposta pela Legislação Ambiental (CONAMA no10, 1990, em seu artigo I, e do decreto lei 227, UNIÃO, 1967) para a exploração de jazidas; e a terceira, e não menos importante, solucionar a problemática enfrentada por empresários quanto ao destino dado ao resíduo de processos industriais, que a cada dia se acumulam em terrenos vizinhos à empresa, gerando custos e externalidades diversas.

A compreensão do comportamento dos solos de regiões tropicais quando aplicados à pavimentação complementaram e auxiliaram na elaboração das metodologias de misturas solo-resíduo, tendo destaque nesta área os trabalhos de: Casagrande (1947), Nascimento *et al.* (1964), O'Reilly e Milard (1969), Asare-Darko (1984), Nogami *et al.* (1985), Aggarwal e Jafri (1987), Gichaga *et al.* (1987), Gidigasu *et al.* (1987), Medina e Motta (1989), Wambura *et al.* (1990), Nogami e Villibor (1994), Bernucci (1995) e Medina (1997).

Na engenharia rodoviária são muitos os projetos de pesquisa que apontam a viabilidade técnica e econômica do uso de agregados reciclados e de rejeitos, sejam eles oriundos da construção civil, indústria siderúrgica, usina termoelétrica, mineração e outras, conforme apresentados nos trabalhos de Fugimura *et al.* (1995), Silvestre *et al.* (2001), Thomé *et al.* (2002), Parente *et al.* (2003), Alecrim e Pessa (2005), Gusmão *et al.* (2005), Pereira *et al.* (2005), Pissato e Soares (2005), Oliveira *et al.* (2005a, b), Sheidl *et al.* (2005), Batalione (2007), Araújo (2008), entre outros.

Tendo em vista as experiências anteriores obtidas nesses trabalhos citados, este artigo visa propor uma alternativa de utilização para o rejeito das mineradoras de brita da Região Metropolitana de Goiânia (RMG), através da avaliação técnica do emprego de misturas solo-filer em camadas de base e sub-base de pavimentos com médio tráfego de veículos. A proposta se justifica em função do eixo Goiânia-Brasília constituir-se no terceiro mercado consumidor de produtos resultantes do processo de britagem no país. Goiânia, com uma população de cerca de 1,4 milhões de habitantes, consome atualmente aproximadamente 100000 metros cúbicos de pedra britada por mês, embora tenha potencial para consumir até 250000 metros cúbicos, segundo dados da Associação Nacional das Entidades de Produtores de Agregados para a Construção Civil (ANEPAC, 2004). Com esses números torna-se evidente a necessidade de solucionar os problemas gerados pelo acúmulo de resíduos advindos do processo de lavagem da brita, já que atualmente, dada a pouca incorporação desses resíduos em outros processos industriais, as empresas são obrigadas a manterem o material armazenado em sua área, o que acarreta uma série de inconvenientes, tais como: poluição visual, poluição atmosférica, poluição hídrica, indisposição com circunvizinhança e ocupação indevida do terreno.

Para se alcançar o objetivo da pesquisa, realizou-se a execução e o monitoramento de um trecho experimental de pavimento executado com dosagens de filer ao solo, em camadas de base e sub-base.

2 – MATERIAIS E MÉTODOS

2.1 – Seleção dos materiais

Foi selecionado para coleta um solo situado em uma jazida localizada dentro da área das Centrais de Abastecimento de Goiás S/A (Ceasa-GO), no km 5,5 da BR-060, latitude: 16º37'29.65" S e longitude: 49º12'4.75"W, próximo ao trecho experimental. Trata-se de solo residual maduro, predominantemente argiloso e representativo das características dos solos encontrados na RMG, sendo predominantemente argiloso. Outros pesquisadores já utilizaram esse tipo de solo em seus estudos, como a pesquisa sobre a avaliação da mistura solo-entulho da construção civil, realizado por Oliveira *et al.* (2005a, 2005b) e Silva *et al.* (2005), o que favorece futuras comparações. Já o filer foi escolhido tendo-se em vista que este caracteriza o resíduo predominante nas pedreiras da RMG, que são derivados de rochas micaxísticas.

Esses materiais foram caracterizados por meio de ensaios laboratoriais e suas propriedades mecânicas determinadas por meio dos ensaios de CBR *(California Bearing Ratio)* e triaxial dinâmico. Diversas misturas solo-filer foram avaliadas, sendo que aquelas que apresentaram melhores resultados foram selecionadas para serem utilizadas na construção do trecho experimental. Neste caso, as misturas escolhidas foram a com 20% de filer compactada na energia Proctor intermediária e a com 30% de filer compactada na energia Proctor modificada.

2.2 – Trecho experimental

2.2.1 – Dimensionamento

Com os resultados obtidos em laboratório foram definidos os materiais e as condições de aplicação dos mesmos na pista experimental. Com estes dados e conhecendo-se o tráfego atual da via (N) igual a 5×10^6, foi realizado o dimensionamento do pavimento utilizando-se os métodos do extinto Departamento Nacional de Estradas de Rodagem (DNER), atualmente denominado de Departamento Nacional de Infra-Estrutura de Transportes (DNIT).

A seção definida no dimensionamento do trecho experimental possui 3 cm de revestimento, 15 cm de base e 15 cm de sub-base. A construção desse trecho foi realizada pelo DERMU (Departamento de Estradas de Rodagem do Município de Goiânia) sob a coordenação das autoras do presente artigo e de Araújo (2008). O laboratório do DERMU também forneceu os resultados do ensaio de CBR realizados com o material do subleito, sendo que o valor adotado para o projeto foi de 9%.

Para a obtenção dos volumes de material a ser empregado na execução do trecho estudado foram realizados os cálculos descritos a seguir.

Dados do Trecho Experimental Solo-filer:

– Extensão total: 100 m;

– Revestimento: 3 cm de concreto betuminoso usinado a quente (CBUQ);

– Subleito considerado com CBR médio de 9% obtido em laboratório, para o dimensionamento, segundo o método do DNIT;

– Espessura de base: 15 cm;

– Espessura da sub-base: 15 cm;

– Empolamento do material: 40%;

– Espessura total do pavimento (Hn) = 33cm;

– Largura estimada da pista = 7m.

Características do trecho:

* Base: 30% de filer, sendo a energia de compactação modificada, com CBR previsto em laboratório de 56%, e com $\gamma_{dmáx}$ = 18,75 kN/m^3, w_{ot} = 14,8%;
* Sub-base: 20% de filer, sendo a energia de compactação intermediária, com CBR previsto em laboratório de 42%, e com $\gamma_{dmáx}$ = 18,03 kN/m^3, w_{ot} = 16,5%.

Cálculo da massa de filer e solo para a camada de base:

$$1{,}875\frac{g}{cm^3} = \frac{m_{solo+filer}}{700 \times 15 \times 10000}$$
$$\Rightarrow m_{solo+filer} = 196{,}88t$$
$$m_{solo+filer} \times e = 196{,}88 \times 1{,}40 = 275{,}63t$$
$$m_{solo} = 192{,}94t$$
$$m_{filer} = 82{,}69t$$

Cálculo da massa de filer e solo para a camada de sub-base:

$$1{,}803\frac{g}{cm^3} = \frac{m_{solo+filer}}{700 \times 15 \times 10000}$$
$$\Rightarrow m_{solo+filer} = 189{,}32t$$
$$m_{solo+filer} \times e = 189{,}32 \times 1{,}40 = 265{,}05t$$
$$m_{solo} = 212{,}04t$$
$$m_{filer} = 53{,}01t$$

Portanto, a massa total empregada nos 100 m de pista é de 404,98 t de solo e 135,70 t de filer.

2.2.2 – Localização

Com os dados de dimensionamento obtidos a partir dos ensaios laboratoriais, foi executado o trecho experimental de 600 m monitorados, sendo que o presente artigo analisa os 100 primeiros metros que foram executados com resíduo de micaxisto, o filer, proveniente da lavagem da brita, característico das pedreiras da RMG, como já exposto. Os 500 metros restantes foram avaliados por Araújo (2008), sendo este composto por trechos de: solo-brita, cascalho e solo-expurgo, sendo que este último foi denominado pelo autor como solo-pó de micaxisto. Os resultados de Araújo (2008) em relação aos trechos em que foram aplicados solo-brita e cascalho serão comparados com as características comportamentais do trecho executado com solo-filer.

Na Figura 1 está representada a localização da jazida de solo que compôs as camadas de base e sub-base do trecho executado, juntamente com filer. Na mesma figura ainda está a localização do trecho experimental, o qual se sedia na Rua Amélia Rosa, coordenadas 16° 37’ 33.58” S e 49° 11’ 50.75” W, bairro Sítio de Recreio Ipê, região nordeste de Goiânia-GO.

Na Figura 2 está a representação do trecho experimental dividido de acordo com o estaqueamento. No presente trabalho foram executados ensaios de campo nas estacas 1, 2, 3, 4 e 5, durante o processo executivo (entre os meses de julho e agosto de 2007), logo após o encerramento de cada camada e após o período de chuva na região (em julho de 2008).

O trecho experimental não contou com qualquer tipo de dispositivo de drenagem, pois o DERMU, que forneceu equipamentos para a execução do trecho experimental, não possuia disponibilidade de recursos para a execução destes dispositivos até o segundo semestre do ano de 2008.

Fig. 1 – Localização do Trecho experimental e da área de empréstimo.

No entanto, há perspectivas futuras para tal feito. O projeto atentou para a execução de inclinação de 2% no sentido eixo-bordo para permitir o escoamento da água pluvial para os bordos da pista e a área permeável subseqüente.

Nos resultados, o trecho de solo-filer será denominado trecho 1, o de solo-brita trecho 2 e o de cascalho laterítico trecho 3.

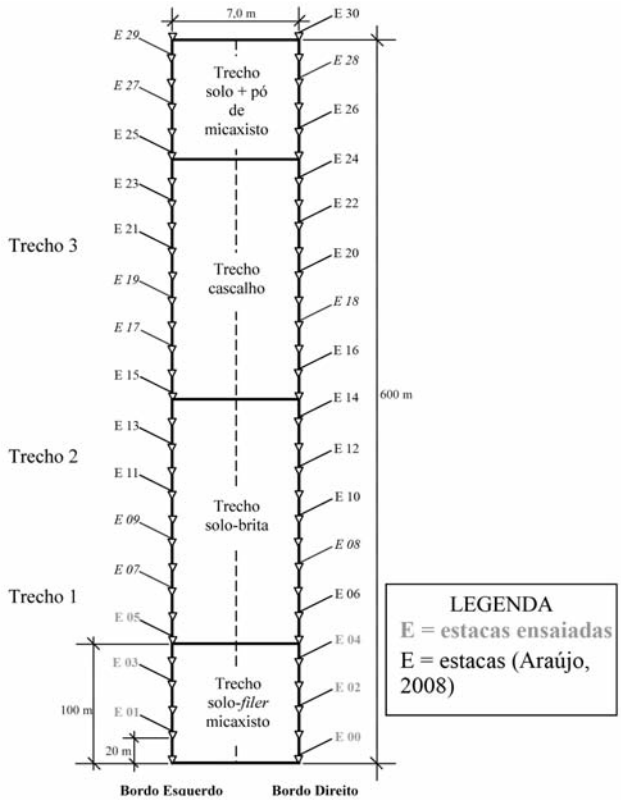


Fig. 2 – Trecho experimental em planta, localizando os sub-trechos e as estacas que foram ensaiadas em cada um deles (modificado de Araújo, 2008).

2.2.3 – Metodologia executiva

A execução do pavimento seguiu as etapas construtivas descritas nos tópicos seguintes:

- 1ª etapa: aquisição do material (Figura 3), sendo que o filer, em função de passar por sistema de tratamento via úmida, foi seco ao ar antes da aplicação na pista;
- 2ª etapa: preparação, regularização e compactação do subleito na energia Proctor normal (Figura 4);
- 3ª etapa: execução da sub-base (Figuras 5, 6 e 7), compactada na energia Proctor intermediária, utilizando a mistura de 20% de filer e 80% de solo, em peso. Em seguida a mistura foi homogeneizada com grade de disco, e logo após foi umidecida com caminhão pipa e novamente homogeneizada com a grade. Após esse preparo a mistura foi compactada com um rolo pé-de-carneiro vibratório;
- 4ª etapa: execução da base, compactada na energia Proctor modificada, utilizando a mistura de 30% de filer e 70% de solo, em peso. (Luz *et al.,* 2008). A compactação desse material ocorreu utilizando a mesma metodologia empregada para a sub-base;
- 5ª etapa: trincamento e tratamento da base (Figura 8). Após a execução da base a mesma ficou exposta por um período de 48 horas visando o trincamento. Esse processo ocorre devido à perda de umidade da camada de solo, que é uma característica de solos argilosos. Depois do trincamento da base, foi realizado um tratamento dessa superfície por meio de um umidecimento seguido de raspagem com motoniveladora. Esse tratamento é necessário para o preenchimento das trincas. Todo esse procedimento visa um ganho de resistência da camada, conforme indica estudo de Nogami e Villibor (1994) e Rezende (2003);
- 6ª etapa: imprimação (Figura 9) da base com material betuminoso tipo CM-30, visando a impermeabilização e proteção das camadas do pavimento. A imprimação também foi empregada para conservação da umidade das camadas compactadas, de forma a evitar novos trincamentos;
- 7ª etapa: execução do revestimento no trecho com uma camada de 3 cm de Concreto Betuminoso Usinado à Quente (CBUQ), compactado com rolo de aço liso (Figura 10).

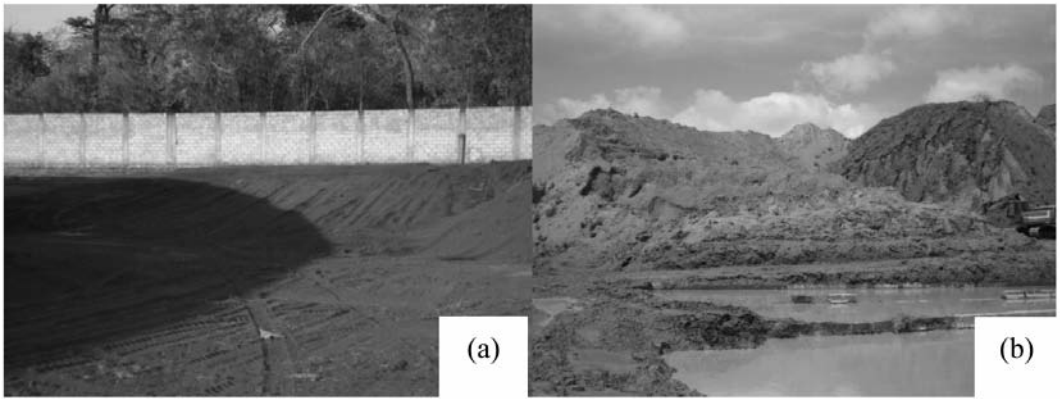


Fig. 3 – Aquisição de material: (a) Vista da limpeza da área de empréstimo de solo; (b) Vista de local de armazenamento do resíduo estudado em pedreira representativa da RMG.

Fig. 4 – Preparação e regularização do subleito do trecho experimental.

Fig. 5 – Execução da sub-base e base: (a) Recepção e distribuição do solo ao longo do trecho; (b) Repartição das dosagens de 20% e 30%, em peso, do resíduo determinado em cálculo.

Fig. 6 – Execução da sub-base e base: (a) Incorporação e homogeneização do resíduo estudado ao solo.

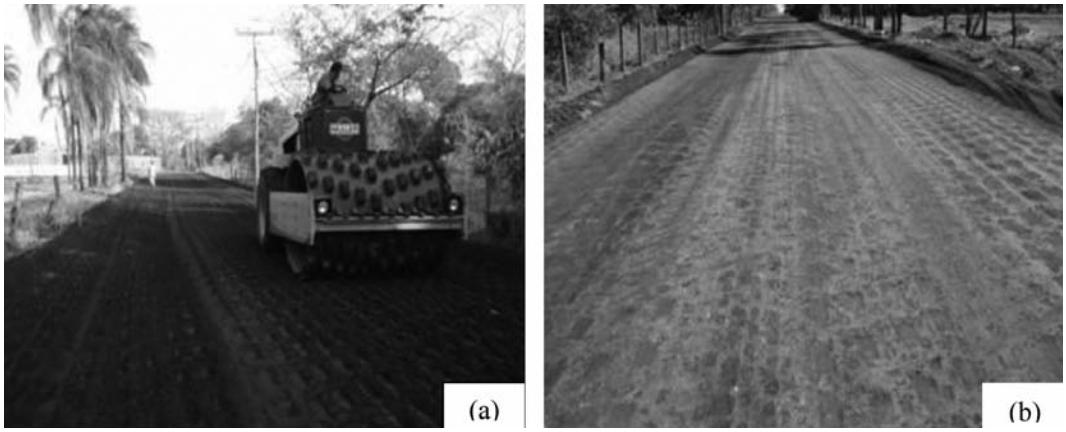


Fig. 7 – Execução da sub-base e base: (a) Compactação da camada com o auxílio de um rolo pé-de-carneiro vibrador; (b) Aspecto da camada após a compactação (Araújo, 2008).

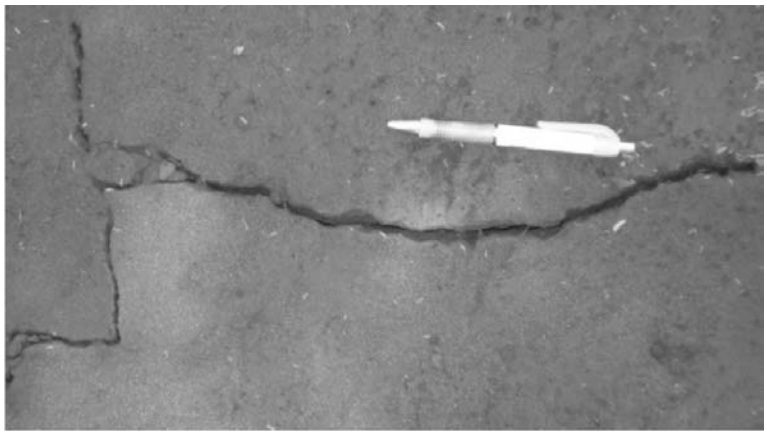


Fig. 8 – Aspecto da base compactada após o trincamento.

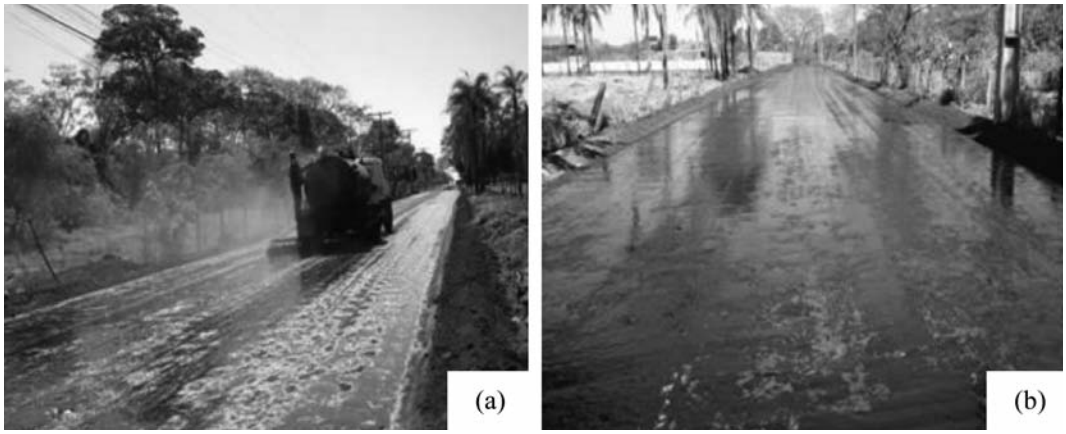


Fig. 9 – Imprimação: (a) Aplicação de material betuminoso (CM-30) para impermeabilização do trecho; (b) Vista da pista após término da imprimação (Araújo, 2008).

Fig. 10 – Revestimento: (a) Aplicação de uma camada de três centímetros de revestimento do tipo CBUQ; (b) Compactação da massa asfáltica com rolo de aço liso (Araújo, 2008).

2.2.4 – Ensaios de controle tecnológico do trecho experimental

O controle tecnológico do trecho experimental foi feito em cada camada do pavimento, na etapa de execução: subleito, sub-base e base. O objetivo do controle tecnológico foi garantir que as camadas que compõem o pavimento tenham grau de compactação de 100 ± 0,5% e umidade ótima prevista em laboratório, na energia normal para o subleito e respectivamente intermediária e modificada, para as camadas de sub-base e base.

Para o controle do grau de compactação foi realizada a determinação da densidade das camadas compactadas pelo método do frasco de areia de acordo com a metodologia da NBR 7185 (ABNT,1986).

Para a determinação da umidade nas camadas do pavimento foi utilizado o método do Speedy (DNER, 1994b).

2.2.5 – Ensaios de monitoramento

Os ensaios de monitoramento foram feitos na etapa executiva nas camadas de subleito, sub-base e base, após a compactação e estabilização da camada. Na etapa pós-executiva, os ensaios foram feitos sobre o revestimento asfáltico.

Na etapa executiva foram realizados os ensaios de prova de carga sobre placa e Penetrômetro Dinâmico de Cone *(Dynamic Cone Penetration* - DCP). Na etapa pós-executiva foram feitos os ensaios de prova de carga sobre placa e viga Benkelman. O ensaio de viga Benkelman e DCP não foram feitos nessas duas fases devido a problemas com o equipamento.

Os valores de umidade medidos no pavimento após a inclusão do revestimento asfáltico foi obtido quebrando-se esta camada, coletando-se a amostra e em laboratório foi determinada a sua umidade. No transporte das amostras houve bastante prudência no seu armazenamento para garantir que a umidade fosse mantida.

2.2.5.1 – Penetrômetro dinâmico de cone (DCP)

O DCP é um instrumento que permite realizar ensaios de penetração dinâmica em estruturas de pavimentos cujas camadas são de materiais levemente cimentados, materiais granulares ou solos. Consiste, geralmente, em uma barra de aço de 16 mm de diâmetro contendo na extremidade

um cone de aço fixo, com ângulo de 60° e 20 mm de diâmetro. Faz parte também do equipamento, um martelo de aço com peso de 8 kg, que ao deslizar por uma barra de 25 mm de diâmetro e uma altura de queda de 575 mm, introduz a barra de 16 mm juntamente com o cone no solo (Tertuliano *et al.,* 2007). Na Figura 11 estão apresentadas figura esquemática do ensaio e foto de sua realização na pista experimental.

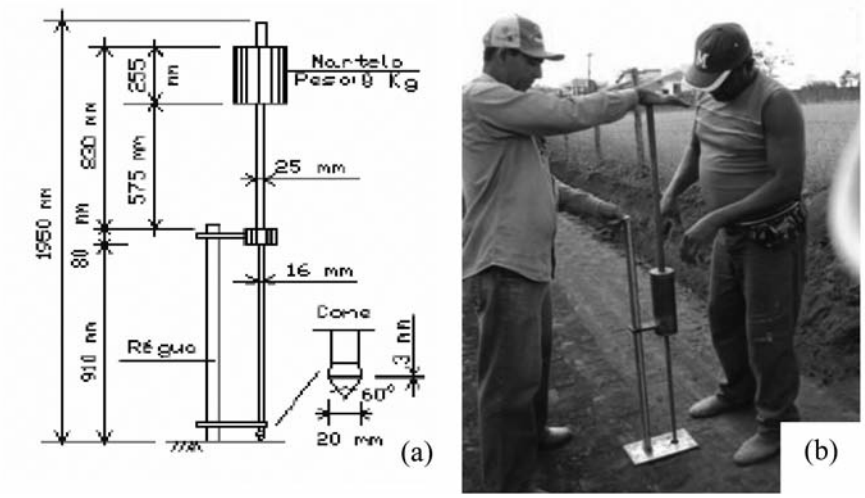


Fig. 11 – (a) Figura esquemática do ensaio de DCP (Alves, 2002). (b) Realização do ensaio Penetrômetro Dinâmico de Cone (DCP) (modificado de Araújo, 2008).

Na forma gráfica de apresentação do ensaio DCP, tem-se a curva que relaciona a profundidade com o número de golpes a partir da qual se determina o índice de penetração DN (Rezende, 2003). Foram realizados ensaios nos bordos e no eixo da pista. A partir desse ensaio foi possível determinar o índice de penetração (DN), em mm/golpe, a espessura das camadas em função da resistência e utilizando correlações, o valor de CBR *in loco*.

Na literatura há várias correlações para calcular o valor de CBR em função do DN. Nesta pesquisa adotou-se algumas das correlações realizadas em pavimentos brasileiros. Neste sentido, Heyn (1986 *apud* Resplandes, 2007) realizou estudos com DCP em rodovias no estado do Paraná, resultando na correlação apresentada na Equação 1:

$$CBR = 443{,}5 \times (DN)^{-1{,}3} \quad (1)$$

onde:

CBR = capacidade de suporte (%);
DN = índice de penetração obtido no ensaio com DCP (mm/golpes).

Outra correlação entre CBR e DN foi obtida no Instituto Tecnológico da Aeronáutica (ITA) pelos pesquisadores Oliveira e Vertamatti (1997 *apud* Resplandes, 2007), estudando solos tradicionais empregados em rodovias no estado de São Paulo, chegando à Equação 2:

$$\log CBR = 2{,}49 - 1{,}057 \times (\log DN) \quad (2)$$

onde:

*C*BR e DN são variáveis já definidas anteriormente.

Lopes *et al.* (2007) trazem em seu trabalho uma correlação para o solo estudado nesta pesquisa, obtendo a Equação 3 descrita a seguir:

$$\log (CBR) = \log (-1{,}4799*DN + 39{,}68) \quad (3)$$

onde:

*C*BR e DN são variáveis já definidas neste item.

2.2.5.2 – Prova de carga sobre placa

O ensaio de prova de carga sobre placa foi realizado conforme Figura 12, com equipamento composto por uma placa metálica com 25 cm de diâmetro e 2,54 cm de espessura, um caminhão carregado com 8,2 t como sistema de reação, um macaco hidráulico, no mínimo três deflectômetros com precisão de 0,01 mm instalados sobre a placa e uma viga metálica para fixação dos deflectômetros.

O ensaio foi iniciado com a montagem do macaco hidráulico sobre a placa, precedido pelo posicionamento do caminhão sobre o conjunto citado anteriormente. Em seguida foram posicionados os extensômetros fixados na placa de maneira diametralmente opostos. Após a montagem do equipamento, foi dado início a fase operacional do experimento aplicando estágios de carregamento (0; 5; 10; 20; 30; 40 e 50 kN) a cada 5 minutos. Após aplicação de todos os estágios de carregamento, foi realizado o descarregamento (40; 25; 15; 5 e 0 kN) também em estágios com tempo entre eles de 5 minutos cada. Mediante as leituras efetuadas foram obtidas a curva tensão versus deslocamento, assim como o módulo de reação para o ensaio em placa (k_{placa}).

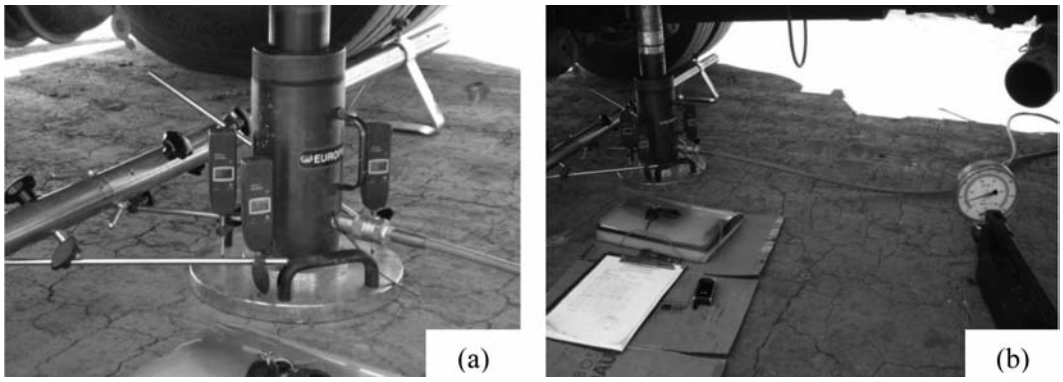


Fig. 12 – Ensaio de prova de carga sobre placa: (a) Detalhe do equipamento: placa, viga e extensômetros; (b) Detalhe do equipamento: placa e macaco hidráulico.

2.2.5.3 – Viga Benkelman

O ensaio da Viga Benkelman normalizado pela ME 024 (DNER, 1994a) consiste na medição das bacias de deflexões de uma camada do pavimento pelo efeito da movimentação de um veículo com carga padrão de 8,2 toneladas por eixo traseiro, conforme Figura 13. Após diversas leituras, realizadas com um extensômetro preso a uma extremidade da viga, em distâncias fixadas que vão de 25 cm até no máximo 10 metros, calcula-se as bacias de deflexões e os raios de curvaturas do pavimento analisado. Trabalhando estatisticamente, os resultados obtidos no campo associados aos coeficientes de correções climáticos, determinam-se as deformações de campo e de projeto (Dp).

Conforme a norma PRO 011 (DNER,1979), tem-se a Equação 4:

$$\text{Log } D_{adm} = 3{,}01 - 0{,}176 \log N \quad (4)$$

Onde:

D_{adm} = deformação máxima admissível do pavimento.
N = número de operações do eixo padrão de 8,2 toneladas.
Para pavimentos em bom estado de conservação dp ≤ D adm.

Onde:

dp = deflexão característica corrigida de projeto.

Em relação ao valor do raio de curvatura do pavimento o mesmo deverá apresentar valores superior ou no mínimo igual a 100 m, para que o pavimento esteja em boas condições de desempenho. O raio de curvatura será calculado pela Equação 5:

$$R = \frac{6250}{2 \times (D_0 - D_{25})} \quad (5)$$

Onde:

R = raio de Curvatura, em metros (m);
D_o = deflexão real ou verdadeira em centésimos de milímetros (10^{-2} mm);
D_{25} = deflexão a 25 centímetros do ponto de prova, em centésimos de milímetros (10^{-2} mm).

Fig. 13 – Ensaio de Viga Benkelman.

3 – RESULTADOS

A seguir, serão apresentados os resultados obtidos nos ensaios de campo referentes ao trecho experimental de 100 m constituído por camada de base e sub-base de solo-fíler. Ao mesmo tempo em cada tópico de análise, serão confrontados os resultados obtidos por Araújo (2008) em suas análises com solo-brita (30% de solo e 30% de brita) e cascalho. As comparações são favorecidas por este autor ter trabalhado em trecho seqüente ao analisado e por ter utilizado a mesma jazida de solo em suas misturas.

Na etapa pós-executiva não foram realizadas comparações com o trabalho de Araújo (2008), pois o seu estudo objetivava apenas o controle tecnológico durante a execução do trecho.

3.1 – Fase executiva

3.1.1 – Frasco de Areia e Speedy

Os resultados de grau de compactação (GC) e de umidade obtidos respectivamente com os ensaios de Frasco de Areia e *Speedy* estão dentro dos limites de tolerância especificados pela norma de pavimentação do DNER (1996), sendo o GC com variação de ± 5% e a umidade com variação de ± 0,5% para todo o trecho experimental.

3.1.2 – DCP

Com os resultados obtidos no ensaio de DCP, logo após a execução do pavimento, pode-se observar de acordo com os valores apresentados no Quadro 1 que o subleito apresentou duas camadas, sendo uma caracterizada pela camada superficial compactada executada para receber as camadas subseqüentes, com cerca de 11 cm, e a seguinte com cerca de 22,5 cm, cujos resultados atingiram valor de DN médio de 9,2 e 23,3 mm/golpe, respectivamente.

Já para o ensaio realizado após a execução da base verifica-se a existência de três camadas de comportamento diferenciado, com espessuras médias de 14,2, 26,0 e 46,3 cm, sendo o valor de DN médio respectivamente de 11,3, 31,4 e 74,8 mm/golpe. Essas camadas correspondem à base, subbase e ao subleito do trecho. Não houve diferenças significativas entre os resultados encontrados nos bordos e no eixo.

Nas Figuras 14 e 15 são apresentados o diagrama estrutural do ensaio de DCP realizado no subleito e base logo após a execução dos trechos 1, 2 e 3, sendo os resultados dos trechos 2 e 3 obtidos de Araújo (2008).

Conforme a Figura 14, em relação ao subleito para a profundidade de até 11 cm, que seria a camada compactada, verifica-se dois comportamentos distintos: algumas estacas apresentam DN próximo a 10 mm/golpe (E1 – trecho 1, E18 – trecho 3, E5 – trecho1, E8 – trecho 2); outras já têm DN próximo de 20 mm/golpe (E7 – trecho 2, E9 – trecho 2, E17 trecho 3, E19 – trecho 3).

Quadro 1 – Resultados de DCP obtidos no trecho 1 logo após a execução do pavimento.

Camada Ensaiada	Estaca	Camada	Profundidade (cm)	Espessura (cm)	DN (mm/golpe)
SUBLEITO	E 1 EIXO	1	11,0	11,0	9,2
		2	33,0	22,0	25,6
	E 5 BD	1	11,0	11,0	9,2
		2	34,0	23,0	20,9
BASE	E 1 EIXO	1	15,0	15,0	11,5
		2	43,9	28,9	26,3
		3	87,1	43,2	72,0
	E 2 EIXO	1	14,0	14,0	11,7
		2	43,3	29,3	24,4
		3	85,8	42,5	70,8
	E 3 BE	1	14,0	14,0	10,8
		2	35,8	21,8	43,6
		3	86,5	50,7	84,5
	E 4 EIXO	1	15,0	15,0	11,5
		2	41,0	26,0	32,5
		3	87,3	46,3	77,2
	E 5 BD	1	13,0	13,0	10,8
		2	37,0	24,0	30,0
		3	85,6	48,6	69,4

Obs: BE = bordo esquerdo; BD = bordo direito; DN = índice de penetração obtido com ensaio de DCP.

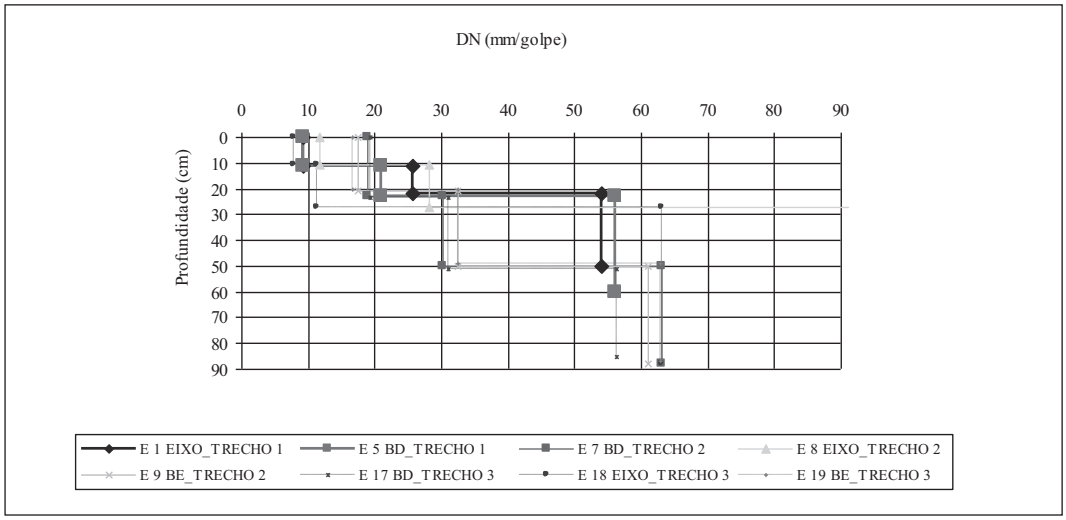


Fig. 14 – Diagrama estrutural no ensaio de DCP após a execução do subleito.

Com base nesses resultados, observa-se que a camada superficial do subleito do trecho 1 (solo-filer) parece estar melhor compactada que a do trecho 3 (cascalho). No entanto, esta variação é pequena e talvez ela não reflita no desempenho estrutural final dos trechos.

Para maiores profundidades do subleito observa-se grande variação nos valores obtidos para DN (entre 10 e 63 mm/golpe), mostrando a existência de heterogeneidade nessa camada do terreno.

Conforme Figura 15, para o ensaio feito após a execução da base observa-se que até 15 cm de profundidade foram obtidos valores de DN variando entre 5 e 15 mm/golpe. Esta primeira camada mais resistente corresponde às bases dos trechos. Nesta etapa de ensaio, a base de cascalho laterítico apresentou melhor valor de DN quando comparada com as demais. Este resultado, de certa forma, coincide com os dados obtidos em laboratório, onde foram encontrados valores de CBR igual a 60% para o cascalho, 56% para a mistura solo-brita e 62% para a mistura solo-filer.

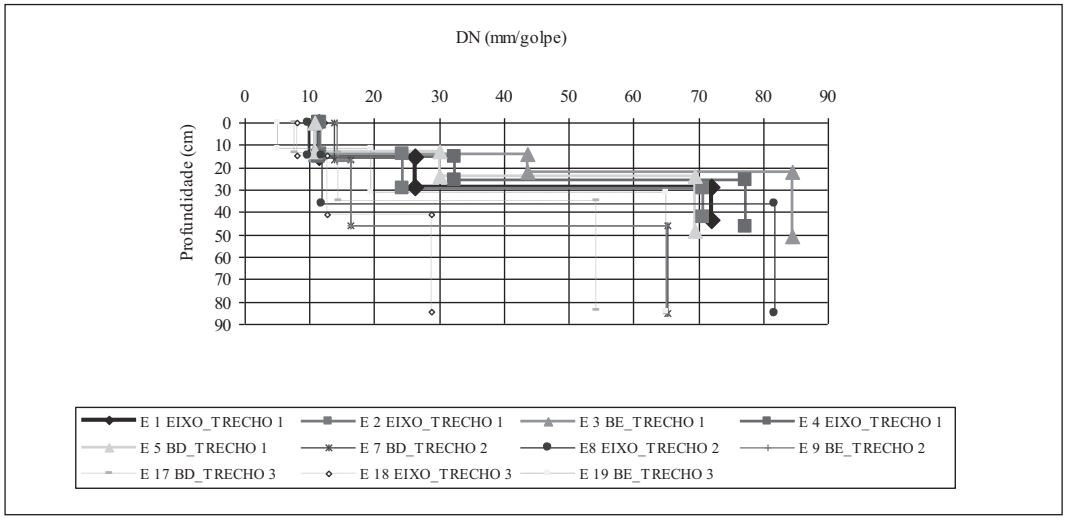


Fig. 15 – Diagrama estrutural no ensaio de DCP após a execução da base.

Entre 15 e 30 cm de profundidade tem-se a camada de sub-base, sendo que os melhores valores de DN também foram obtidos para o trecho 3 (cascalho laterítico). No entanto, a sub-base do solo-filer apresentou os piores valores. Essa alteração de desempenho entre a base e a sub-base de solo-filer se deve à diferença entre a energia de compactação (modificada para a base e intermediária para a sub-base).

No Quadro 2 estão os resultados de DN e respectivos valores de CBR obtidos por correlações sugeridas por Heyn (1986 *apud* RESPLANDES, 2007), Oliveira e Vertamatti (1997 *apud* RESPLANDES, 2007) e Lopes et al. (2007). Araújo (2008) nos trechos 2 e 3 utilizou formulações elaboradas pelos mesmos autores, adaptadas a materiais mais granulares.

Os resultados de CBR obtidos por meio da correlação DN x CBR que mais se aproximaram dos obtidos em laboratório, foram estabelecidos por meio das correlações para materiais granulares de Heyn (1986 *apud* RESPLANDES, 2007) para o trecho 3. As demais correlações não se aproximaram dos valores obtidos em laboratório. Isto se deve, segundo Araújo (2008), à diferença dos materiais dos trechos analisados e os utilizados pelos autores das correlações. Para o trecho 1 não houve correlação satisfatória. Sendo assim, verifica-se a necessidade de se obter correlações específicas para os materiais utilizados.

3.1.3 – Prova de carga sobre placa

No Quadro 3 e nas Figuras 16 a 19 são apresentados os resultados obtidos no ensaio de prova de carga sobre placa para as camadas do trecho 1 (solo-filer), obtidos para um tempo de cinco minutos para cada carga aplicada, bem como na fase de descarregamento.

Analisando os dados encontrados, pode-se observar que para uma tensão de 560 kPa foram obtidos valores de deslocamento total (d_t) $\leq$ 1,38 mm, nas camadas de base e capa, demonstrando com isso um bom comportamento estrutural nessas camadas. Já para a camada de sub-base houve valores de d_t superiores a 3,00 mm, indicando elevada deformação. A média de todas as camadas indica, no geral, bom comportamento estrutural com d_t igual a 0,87 mm. Houve uma diminuição progressiva dos valores de uma camada para outra, como já era esperado.

Comparando-se os dados relacionados com Eixo, Bordo Direito (BD) e Bordo Esquerdo (BE) observa-se que não houve regularidade entre estes dados. Este comportamento pode ser atribuído ao fato dos ensaios terem sido realizados logo após a conclusão do trecho, antes de sua liberação para o tráfego, e também em período de seca na região. Portanto, as bordas não sofreram alterações muito diferenciadas em relação ao eixo do pavimento.

Os valores de deslocamento elástico (d_e) diminuem gradativamente na medida em que se evolui para as camadas superiores, como era esperado, já que essas sofrem maior solicitação e no dimensionamento são previstos materiais mais resistentes para essas camadas. A média de d_e foi de 0,27 mm. Houve mudança significativa deste valor a partir na camada de base, sendo em média d_e respectivamente 0,64 mm e 0,79 mm, para as camadas do subleito e da base do pavimento.

Para o módulo de reação do ensaio em placa (k_{placa}), observa-se uma média geral de valores na ordem de 794,43 kPa/mm, apresentando valores mais elevados para a camada de base e revestimento. Assim como na deformação elástica, o valor de k_{placa} ganhou incremento significativo na camada a partir da camada de base, sendo em média respectivamente de 256,97 kPa/mm e 1174,03 kPa/mm, respectivamente para as camadas do subleito e da base do pavimento.

Quadro 2 – Valores de CBR obtidos por correlação de três autores para a base e sub-base dos trechos 1, 2 e 3.

					CBR (%)		
Trecho	**Camada Ensaiada**	**Estaca**	**Camada**	**DN (mm/golpe)**	**Heyn**	**O. e V.**	**Lopes**
1	SUBLEITO	E 1 EIXO	1	9,2	24,9	29,7	26,1
			2	26,6	6,6	10,1	1,9
		E 5 BD	1	9,2	24,9	29,7	26,1
			2	20,9	8,5	12,4	8,7
	BASE	E 1 EIXO	1	11,5	18,5	23,3	22,6
			2	26,3	6,3	9,8	0,8
			3	72,0	1,7	3,4	–
		E 2 EIXO	1	11,7	18,2	23,0	22,4
			2	24,4	7,0	10,5	3,5
			3	70,8	1,7	3,4	–
		E 3 BE	1	10,8	20,2	25,1	23,7
			2	43,6	3,3	5,7	–
			3	84,5	1,4	2,8	–
		E 4 EIXO	1	11,5	18,5	23,3	22,6
			2	32,5	4,8	7,8	–
			3	77,2	1,6	3,1	–
		E 5 BD	1	10,8	20,0	24,9	23,6
			2	30,0	5,3	8,5	–
			3	69,4	1,8	3,5	–
2	SUBLEITO	E 7 BD	1	18,9	9,7	13,8	11,7
			2	30,3	5,3	8,4	–
			3	63,0	2,0	3,9	–
		E 8 EIXO	1	11,7	18,2	23,0	22,4
			2	28,2	5,8	9,1	–
			3	100,7	1,1	2,4	–
		E 9 BE	1	17,5	10,7	15,0	13,8
			2	32,4	4,8	7,8	–
			3	61,0	2,1	4,0	–
	BASE	E 7 BD	1	13,8	28,5	19,2	20,1
			2	16,2	24,1	16,3	16,3
			3	65,3	5,6	3,7	2,6
		E 8 EIXO	1	9,8	41,0	27,7	31,7
			2	11,9	33,4	22,6	24,6
			3	81,7	4,4	2,9	1,9
		E 9 BE	1	14,1	28,0	18,9	19,7
			2	16,2	24,2	16,3	16,4
			3	65,0	5,6	3,7	2,6
3	SUBLEITO	E 17 BD	1	19,3	9,4	13,5	11,1
			2	31,1	5,1	8,2	–
			3	56,3	2,3	4,4	–
		E 18 EIXO	1	7,9	30,3	34,8	28,0
			2	11,2	19,2	24,0	23,1
			3	63,1	2,0	3,9	–
		E 19 BE	1	16,7	11,4	15,8	15,0
			2	32,4	4,8	7,8	–
			3	62,8	2,0	3,9	–
	BASE	E 17 BD	1	7,6	32,0	44,7	119,4
			2	14,4	13,8	19,1	112,6
			3	54,2	2,5	3,3	98,6
		E 18 EIXO	1	6,7	37,7	52,8	120,7
			2	11,7	18,2	25,2	114,8
			3	63,3	2,0	2,7	97,0
		E 19 BE	1	5,0	54,7	77,2	123,7
			2	19,4	9,4	12,8	109,4
			3	65,0	2,0	2,6	96,7

Quadro 3 – Resultados obtidos nos ensaios de prova de carga no trecho 1.

Camada	Estaca	T = 560 kPa		k_{placa} (kPa/mm)
		d_t (mm)	d_e (mm)	
	E 01 BD	2,7	0,9	207,41
	E 02 EIXO	1,78	0,37	314,61
Subleito	E 03 BE	2,25	0,64	248,89
Média Subleito		**2,24**	**0,64**	**256,97**
	E 01 BD	2,1	0,57	266,67
	E 02 EIXO	1,66	0,52	337,35
	E 03 BE	2,65	0,64	211,32
	E 04 EIXO	2,64	0,62	212,12
Sub-base	E 05 BE	3,44	0,85	162,79
Média Sub-base		**2,50**	**0,64**	**238,05**
	E 00 + 10 EIXO	1,38	0,27	405,80
	E 01 BD	0,64	0,17	875,00
	E 02 EIXO	0,74	0,26	756,76
	E 03 BE	1,04	0,29	538,46
Base	E 04 EIXO	0,17	0,1	3294,12
Média Base		**0,79**	**0,22**	**1174,03**
	E 00 + 10 EIXO	0,64	0,13	875,00
	E 01 BD	0,83	0,17	674,70
	E 02 EIXO	0,48	0,11	1166,67
	E 03 BE	0,93	0,16	602,15
	E 04 BD	0,3	0,09	1866,67
Revestimento	E 05 BD	0,24	0,03	2333,33
Média Revestimento		**0,57**	**0,12**	**1253,09**
MÉDIA GERAL		**0,87**	**0,27**	**794,43**

Obs: E = estaca; BD = bordo direito; BE = bordo esquerdo; d_t = deslocamento total; d_e = deslocamento elástico; k_{placa} = módulo de reação para o ensaio em placa.

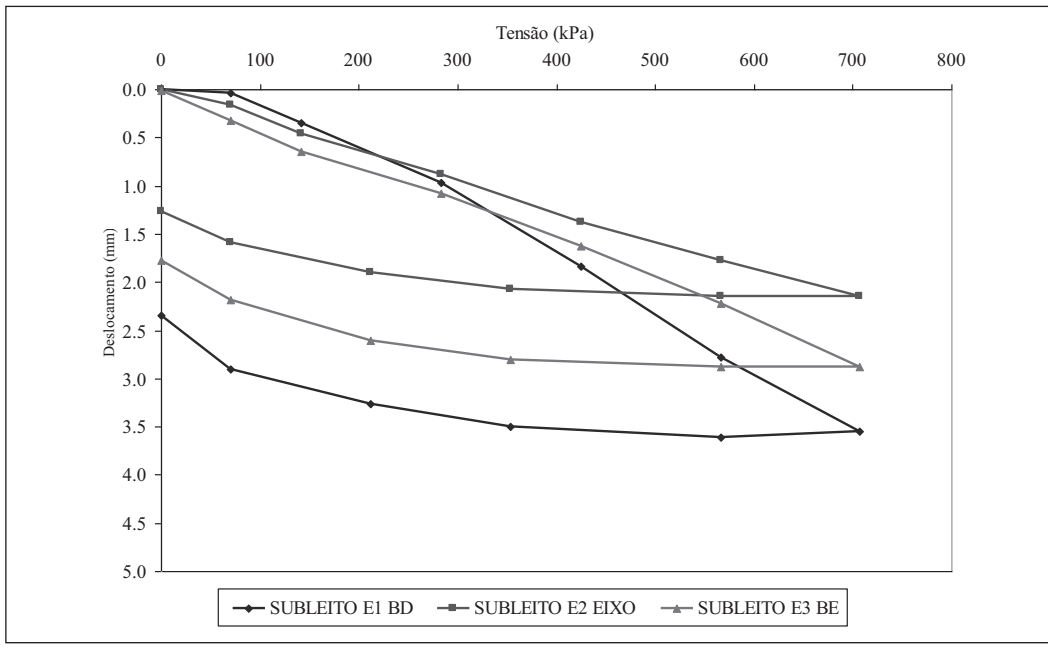


Fig. 16 – Curvas Tensão × Deslocamento no trecho 1 (subleito).

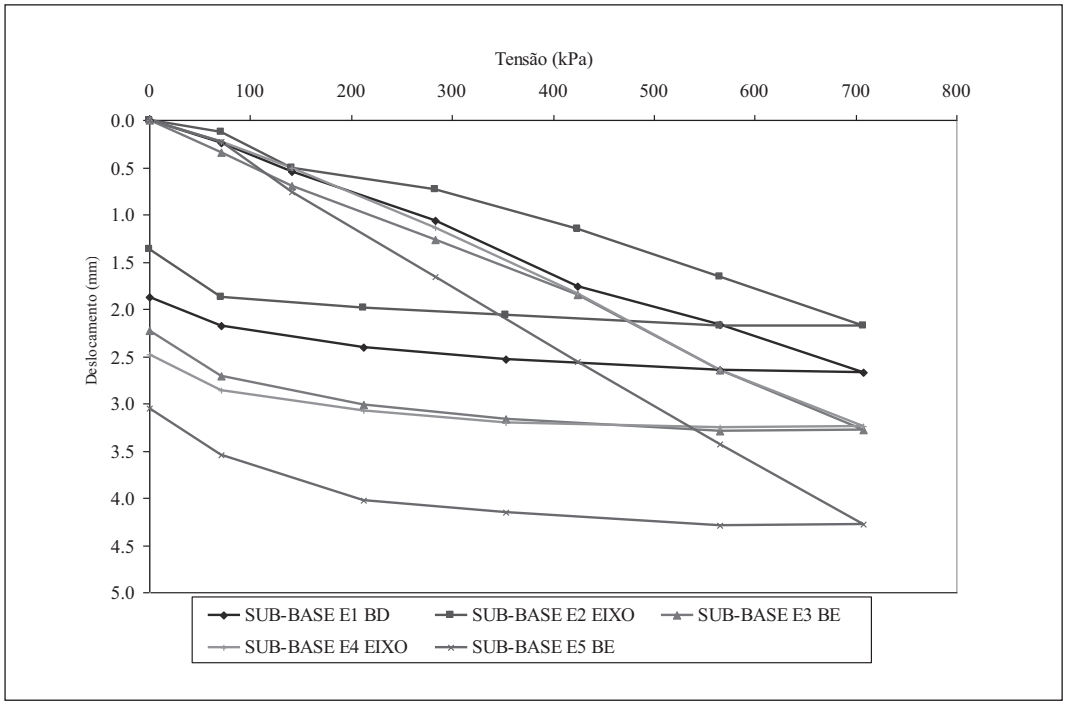


Fig. 17 – Curvas Tensão × Deslocamento no trecho 1 (sub-base).

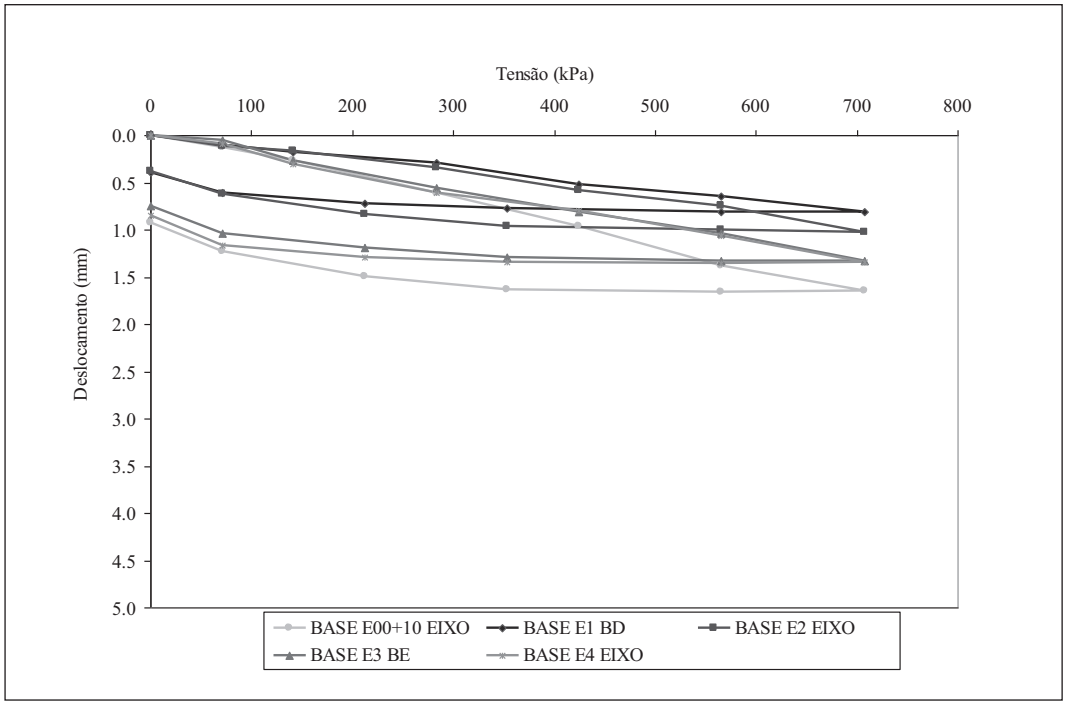


Fig. 18 – Curvas Tensão × Deslocamento no trecho 1 (base).

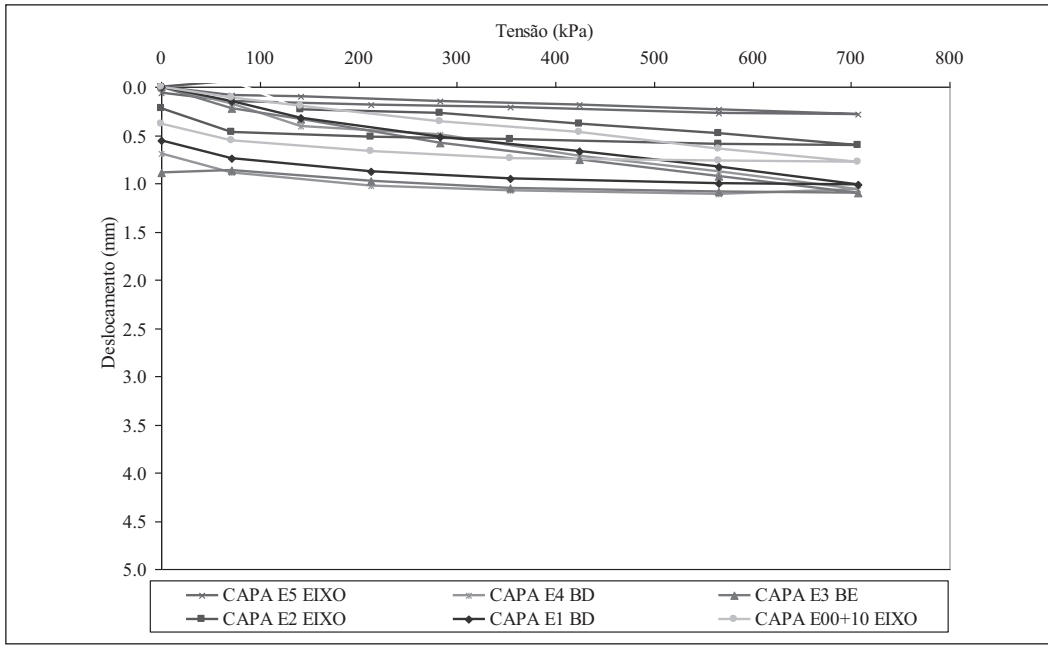


Fig. 19 – Curvas Tensão × Deslocamento no trecho 1 (capa).

No Quadro 4 são apresentadas as médias dos valores obtidos por camada no ensaio de prova de carga sobre placa nos três trechos. Com os resultados obtidos pode-se observar que para a base as menores deformações ocorreram no trecho 1, sendo que a deformação total foi significativamente menor, cerca de 60%, em média. Isto pode ser explicado pela maior estabilização granulométrica do material que compõem a base do trecho 1, já que trata-se de material com maior teor de finos.

Comparando-se os valores das deformações elásticas obtidas nos três trechos, pode-se observar de acordo com o Quadro 4 que a camada do subleito interfere sobre os resultados da sub-base. Dessa forma, como o subleito dos trechos 2 e 3 apresentaram menores deformações, consequentemente, as sub-bases desses trechos apresentaram melhor desempenho que a do trecho 1. No entanto, para as camadas de base e revestimento, as deformações reduziram-se significativamente no trecho 1, com reduções em média superiores a 50% se comparadas com as obtidas nos trechos 2 e 3.

Quadro 4 – Resultados da média da prova de carga sobre placa nos três trechos avaliados.

		Média		
Trecho	**Camada**	**d_t (mm)**	**d_e (mm)**	**k_{placa} (kPa/mm)**
1	Subleito	2,24	0,64	256,97
	Sub-base	2,50	0,64	238,05
	Base	0,79	0,22	1174,03
	Revestimento	0,57	0,12	1253,09
2	Subleito	1,55	0,39	376,35
	Sub-base	1,61	0,32	357,57
	Base	1,73	0,34	361,01
	Revestimento	0,88	0,15	686,68
3	Subleito	1,22	0,28	479,35
	Sub-base	1,18	0,34	504,72
	Base	1,52	0,49	392,38
	Revestimento	0,60	0,10	982,66

3.2 – Fase operação

3.2.1 – Prova de carga sobre placa

No Quadro 5 e na Figura 20 são apresentados os valores obtidos do ensaio de prova de carga sobre placa apenas no trecho 1 após um ano da sua execução. Neste período foi possível solicitar o trecho experimental a condição completa de clima representativo da região, incluindo a época da estação chuvosa.

Quadro 5 – Resultados da prova de carga sobre placa no revestimento do trecho 1 um ano após o funcionamento da pista.

Trecho	Camada	Estaca	T = 560 kPa		k_{placa} (kPa/mm)
			d_t (mm)	d_e (mm)	
1	Revestimento após 1 ano de funcionamento do trecho experimental	E 00 + 10 EIXO	0,37	0,02	1513,51
		E 01 BD	1,27	0,22	440,94
		E 02 EIXO	0,83	0,11	674,70
		E 03 BE	0,91	0,31	615,38
		E 04 BD	0,59	0,13	949,15
		E 05 BD	0,83	0,14	674,70
MÉDIA			**0,80**	**0,16**	**811,40**

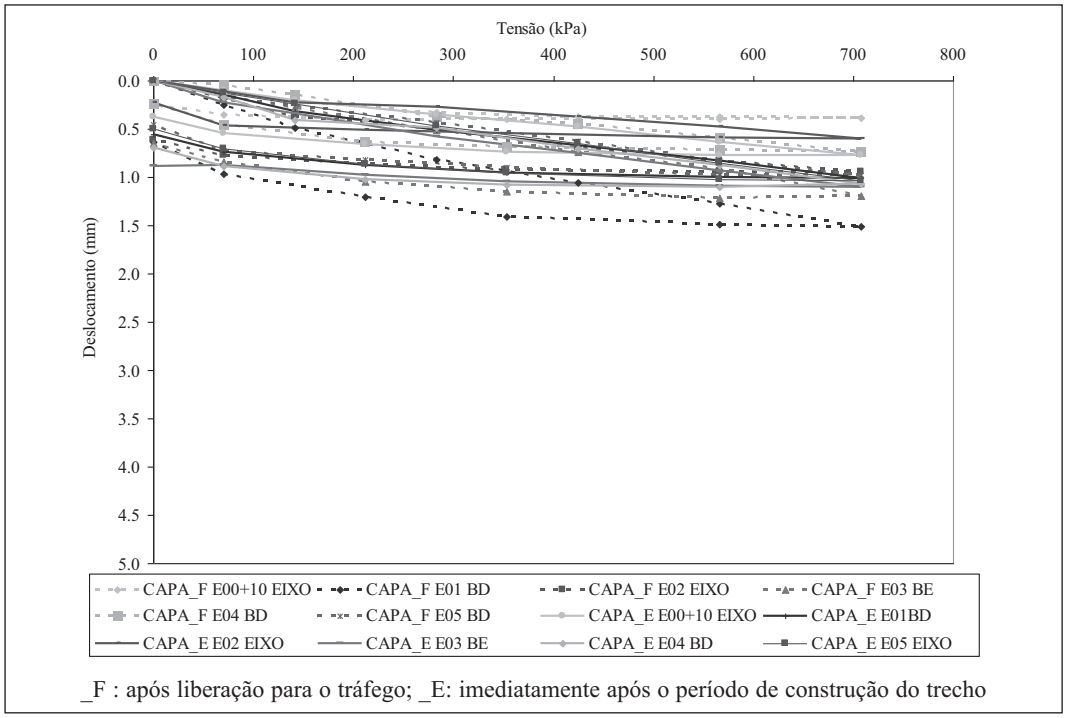


Fig. 20 – Resultados do ensaio de prova de carga sobre placa no revestimento do trecho 1 logo após o período de construção e um ano depois da liberação do tráfego.

Com os resultados pode-se observar que a d_t média inicial, assim como a d_e são inferiores, respectivamente, 40% e 33% do que os valores observados durante a construção do pavimento, ou seja, após passar por solicitações climáticas e do tráfego. Este comportamento era esperado, visto

que o local não conta com dispositivo de drenagem, e a umidade observada no pavimento neste período foi cerca de 3% superior ao valor utilizado no período de execução nos bordos, e aproximadamente 0,4% superior no eixo. Este fato é reforçado pela observação neste período de maiores deformações nos bordos do trecho 1 analisado.

Mesmo nesta condição desfavorável, quanto à presença de umidade, os valores observados de deformações são considerados baixos para pavimentação. No entanto, vale ressaltar que o ideal é que se providencie dispositivo de drenagem adequado no local para evitar desgastes futuros mais sérios no pavimento, em função da presença da água da chuva, a qual caracteriza-se, por se tratar de uma área localizada no bioma Cerrado, por ser usualmente concentrada e volumosa no verão.

3.2.2 – Viga Benkelman

No Quadro 6 são apresentados os valores obtidos a partir do ensaio da viga Benkelman, sendo estes a deflexão real ou verdadeira no ponto de ensaio (D_0), deflexão a 25 cm do ponto inicial de ensaio (D_{25}), raio de curvatura (R) e o valor do produto $R \times D_0$, para a camada de revestimento do pavimento, no trecho 1 após um ano de funcionamento do pavimento. Nos trechos 2 e 3 não foi realizado este ensaio.

O R é um índice que indica o estado do pavimento em relação às deflexões. De acordo com o procedimento PRO 011 (DNER, 1979), valores de R<100 m sugerem a existência de problemas no pavimento e devem ser feitas determinações adicionais. A avaliação da condição em que se encontra o pavimento a partir do levantamento da bacia de deformação pode ser feita com base no produto $R.D_0$ (Paiva e Causim, 2000). Valores de $R.D_0$<5500 indicam uma possível existência de problemas no pavimento.

Observa-se no Quadro 6 que após um ano de funcionamento a estaca 00+10 apresentou menor valor R para ambos os bordos. Isto pode ser explicado pelo fato desta estaca estar sujeita, em função de sua localização, a maior solicitação quanto à ação da água, pois neste ponto pode-se observar em campo uma inflexão com trecho de pista já existente e considerável acúmulo de água, o que é bastante agravado pela inexistência de dispositivo de drenagem. Já em relação à bacia de deformação o valor está dentro da faixa exigida pelo PRO 011 (DNER, 1979), ou seja, R>100m.

Na estaca 3 observou-se a mesma situação descrita para a estaca 00+10. No entanto, apenas no bordo direito. Isto se justifica pelo fato de neste local haver ponto de concentração de água no período de chuva em função na inexistência de dispositivo de drenagem. Os demais pontos avaliados apresentaram valores bastante satisfatórios em relação à deflexão.

Quadro 6 – Resultados do ensaio de viga Benkelman no trecho 1 após um ano de operação.

		D0	D25	R	R × D0
	Estaca	× 10^{-2} mm		m	m × 10^{-2} mm
BE	00 + 10	42	26	195	8203
	1	45	34	284	12784
	2	27	12	208	5625
	3	47	39	391	18359
	4	20	12	391	7813
	5	21	11	313	6563
BD	00 + 10	60	38	142	8523
	1	32	26	521	16667
	2	56	51	625	35000
	3	59	31	112	6585
	4	50	35	208	10417
	5	61	46	208	12708

Na Figura 21 são apresentadas as bacias de deslocamento no trecho 1 após um ano de funcionamento da pista experimental.

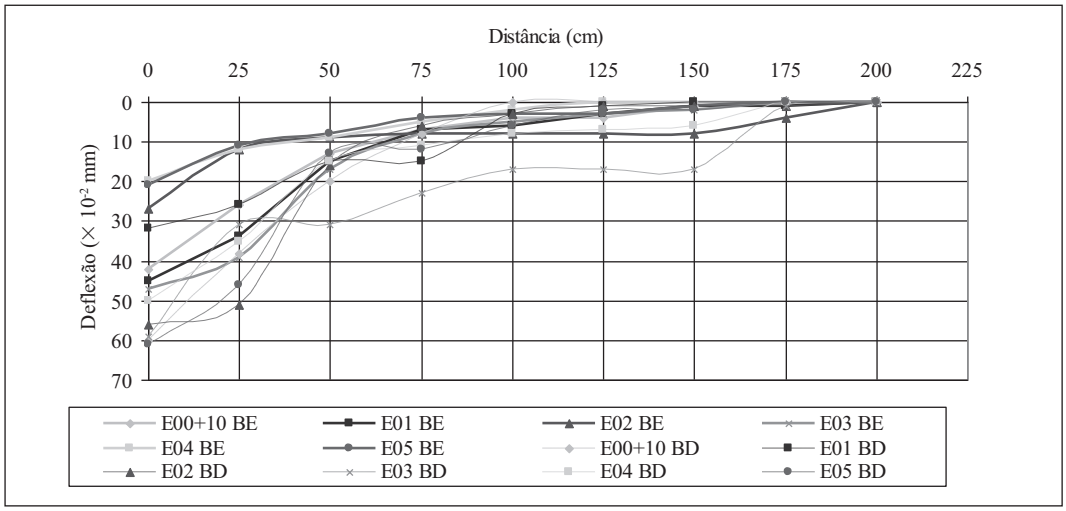


Fig. 21 – Bacias de deslocamento do revestimento da pista experimental após 1 ano de funcionamento – Trecho 1.

4 – CONSIDERAÇÕES FINAIS

Metodologicamente a aplicação de misturas solo-filer em pavimentos exige alguns cuidados, conforme destacado a seguir:

- Secar o resíduo antes de sua utilização para diminuir a discrepância entre a umidade deste material e a umidade ótima visada em campo, pois isto pode diminuir a necessidade de maior número de movimentação de máquinas e diminuição significativa das horas trabalhadas;
- Como a composição solo-filer inclui a presença de material argiloso contido na fração de 70% de solo que compõe a mistura, é prudente, segundo experiência deste trabalho e de outros pesquisadores, que se deixe o pavimento trincar. Com isto consegue-se maior estabilização do pavimento e conseqüente ganho de resistência;
- A presença de dispositivos de drenagem é fundamental para garantir a integridade e o comportamento estrutural esperado do pavimento, em todas as fases após a sua execução;

Quanto aos ensaios de campo logo após o término da execução do trecho experimental, conclui-se que:

- Os resultados obtidos pelas metodologias *Speedy* e frasco de areia mostraram que o controle tecnológico da pista na etapa de execução condisse com as condições previstas em laboratório;
- A partir do ensaio de DCP não é possível fazer previsões do valor de CBR com modelos elaborados por outros autores, isto também foi observado por Araújo (2008) nos trechos executados com cascalho e solo-brita;
- Quanto à resistência pôde-se observar no ensaio de DCP pequenas diferenças (cerca de 2%) entre o comportamento do trecho executado com cascalho laterítico e o trecho de solo-filer.

- No ensaio de prova de carga sobre placa, comparando-se os trechos solo-filer, solo-brita e cascalho laterítico, pode-se observar que o trecho 1 apresentou, logo após a construção, a melhor condição de deformação, sendo esta cerca de 23% inferior a encontrada no trecho 2 e cerca de 18% inferior a encontrada no trecho 3. O valor médio para a deformação total igual a 0,87 é considerado bom para aplicação em pavimentação;
- O resultado da deformação na camada do subleito interfere no comportamento das demais camadas do pavimento.

Quanto aos ensaios de campo logo após um ano de operação do trecho experimental, conclui-se que:

- Após um ano de funcionamento do trecho experimental, as umidades de execução do pavimento foram alteradas pela água da chuva. Isto foi agravado pela ausência de dispositivo de drenagem ao logo de todo o trecho. A variação de umidade foi de cerca de 3% superior nos bordos e aproximadamente 0,4% superior no eixo;
- O ensaio de prova de carga sobre placa mostrou deformações cerca de 40% superiores às encontradas logo após a fase de execução do pavimento. Isto se justifica pelo aumento da umidade neste período em função da ação da chuva; notou-se ainda que a influência desta umidade nos bordos teve maior destaque. A falta de confinamento nas laterais pode ser mais um fator para agravar esta deformação;
- A resposta do pavimento após um ano de execução em relação à viga Benkeman mostrou bons resultados em relação ao aparecimento da trilha de roda, com deformações dentro da faixa exigida pelo PRO 011 (DNER, 1979).

A utilização de solo-filer como camada de base e sub-base, em substituição aos materiais tradicionais apresentou respostas de comportamento mecânico adequadas para a aplicação em pavimentação, de acordo com as normas do DNER. Isto é muito interessante sob o ponto de vista ambiental, já que jazimentos naturais de cascalho para aplicação em pavimentação estão cada vez mais escassos e com implicância de impactos ambientais sem precedentes sob o ponto de vista da sustentabilidade.

Outro aspecto importante é que a utilização do filer faz com que a problemática de seu acúmulo diminua e conseqüentemente sejam mitigados os passivos de seu armazenamento

Contudo é importante destacar que se necessita de maior tempo de monitoramento do trecho experimental para se afirmar sobre a sua adequação técnica definitivamente. Deve-se ainda ressaltar que o tipo de solo utilizado na mistura é determinante para se fazer previsões em relação ao comportamento das misturas.

A dosagem estabelecida neste trabalho para a base de 30% de filer e 70% de solo na energia modificada, e para a sub-base de 20% de filer e 80% de solo na energia intermediária tem a aplicação sugerida apenas para os materiais estudados e nas condições executivas utilizadas.

5 – AGRADECIMENTOS

As autoras agradecem à Furnas Centrais Elétricas pelo auxílio na coleta dos materiais e na execução dos ensaios de laboratório. Ao Dermu/Compav – Prefeitura de Goiânia pelas máquinas e pessoal cedidos para a execução do trecho experimental. Ao Ceasa pelo apoio na concessão do material da jazida de solo.

8 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT (1986). NBR 7185. Solo – *Determinação da massa especifica aparente in situ com emprego do frasco de areia,* NBR 7185, Rio de Janeiro, RJ, 7p.

AGGARWAL, H.R; JAFRI, R.H. (1987). *Modified material specifications for base laterites for secondary roads.* 9th Regional Conference for Africa on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Lagos.

ALECRIM, A.U.; PESSA, T.G.F. (2005). *Utilização de rejeitos de quartzito em bases e sub-bases de pavimentos flexíveis.* 36ª Reunião Anual de Pavimentação, ABPv, Curitiba, PR, 1: 1 – 9.

ALVES, A.B.C. (2002). *Avaliação da Capacidade de Suporte e Controle Tecnológico de Execução da Camada Final de Terraplanagem Utilizando o Penetrômetro Dinâmico de Cone.* Dissertação de Mestrado. PPGEC/UFSC, Florianópolis - SC.

ANEPAC (2004). *Areia & Brita.* Associação Nacional das Entidades de Produtores de Agregados para Construção Civil. Publicação Trimestral. 42p. São Paulo – SP.

ARAÚJO, W.E.L. (2008). *Aproveitamento de resíduos da extração de micaxisto em pavimentos flexíveis.* Dissertação de mestrado. Escola de Engenharia Civil, Programa de Pós-graduação em Engenharia do Meio Ambiente. Universidade Federal de Goiás. Goiânia – GO.142p.

ASARE-DARKO, E. (1984). *The influence of high compaction on the streght and deformation characteristics of some lateritic gravel and crushed granitic rock.* Report Journal 362, Institut für Grundbau und Bodenmechanik, Eidgenössische Technische Hochschule Zürich, Suíça.

BERNUCCI, L.L.B (1995). *Considerações sobre o dimensionamento de pavimentos utilizando solos lateríticos para rodovias de baixo volume de tráfego.* Tese de Doutorado. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. São Paulo-SP. 237 p.

BATALIONE, G. (2007) *Estabilização de solos tropicais com a utilização de rejeitos finos de pedreira de uma rocha granítica.* Dissertação de Mestrado, Publicação GDM 158/07. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 172p.

CASAGRANDE, A. (1947). *Classification and identification of soils. American Society of Civil* Engineers, p.783-810.

DNER (1979). PRO 011. *Avaliação Estrutural de Pavimentos Flexíveis.* DNIT / DNER, Rio de Janeiro, RJ, 16p.

DNER (1994a). ME 024 *Pavimento. Determinação das deflexões pela viga Benkelman.* DNIT / DNER, Rio de Janeiro, RJ, 06p.

DNER (1994b). ME *052: solos e agregados miúdos - determinação da umidade com emprego do "Speedy": método de ensaio.* Rio de Janeiro-RJ.

DNER (1996). *DNER – Manual de Pavimentação,* 2ª Edição, Rio de Janeiro – RJ, 320p.

FUJIMURA, F.S.; THEODORO, W.H.; RESENDE, M.A.S. (1995). *O uso de finos de pedreira de rochas gnáissicas e graníticas em substituição às areias naturais.* 29ª Reunião Anual de Pavimentação, RAPv, Cuiabá, Mato Grosso. 1: 147 – 156.

GICHAGA, F. J.; MURUNG, P. A.; ATIBU, F. S. (1987). *Design and performance of flexible road pavements under tropical environment.* 9th Regional Conference for Africa on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Lagos, pp. 559-564.

GIDIGASU, M.D.; ASANTE, S.P.K.; DOUGAN, E. (1987). *Identification of suitable nontraditional tropical and residual paving materials on relation to the environmental.* Canadian Geotechnical Journal. Vol. 24, n0 1. Nacional Research Council of Canadá, Canadá. pp. 58-71.

GUSMÃO, A.D.; CARNEIRO, F.P.; BARKOKÉBAS, B.; SOUZA, P.C.M. (2005). *Reutilização e reciclagem de resíduos de construção e demolição em obras geotécnicas.* 11º Congresso Brasileiro de Geologia de Engenharia e Ambiental. ABGE, Florianópolis, SC. pp. 203 – 211.

LOPES, H.S.; TRALDI, M.A.B.; RIBEIRO, P.C.; AZEVEDO, R.A.R. (2007). *Estudo da correlação entre os ensaios de DCP e CBR para materiais aplicados à pavimentação.* Universidade Federal de Goiás. Escola de Engenharia Civil. Goiânia - GO. 97p.

LUZ, M.P.; REZENDE, L.R.; CASTRO, S.S. (2008). *Aproveitamento de filer de pedreiras da região metropolitana de Goiânia em pavimentos flexíveis urbanos.* Programa de Doutorado em Ciências Ambientais. Universidade Federal de Goiás. Inédito. Goiânia - GO

MEDINA, J. (1997). *Tropical soils and climates in pavement mechanis studies.* International Symposium on Recent Developments in Soil and Pavement Mechanics. Balkema, Rotterdam, pp. 103-115.

MEDINA, J.; MOTTA, L.(1989). *Resilient behavior of brazilian tropical soils in pavement design.* 2nd International Symposium on Pavement Evalution and Overlay Design. Vol. 1. Associação Brasileira de Pavimentação – ABPv. pp.1-22.

NASCIMENTO, U.; CASTRO, E.; RODRIGUES,M. (1964). *Swelling and petrification of lateritic soils.* Laboratório Nacional de Engenharia Civil – LNEC. Technical Paper, n0 215, Lisboa – Portugal.

NOGAMI, J.S. *et al.* (1985). *Peculiarities of geotechnical behavior of tropical lateritic and saprolítico soils.* Progress Report. Commitee on Tropical Soils of the ISSMFE. Theme 1, Topic 1.1 Preliminary Remarks. Associação Brasileira de Mecânica dos Solos – ABMS.

NOGAMI, J.S.; VILLIBOR, D.F. (1994). *A new simple method for classification of lateritic and saprolitic soils,* 7th International IAEG Congress, Portugal, p. 3391-3400.

OLIVEIRA, J.C.; REZENDE, L.R.; GUIMARÃES, R.C.; CARVALHO, J.C. (2005a). *Variação dos Parâmetros de Compactação e CBR de Agregados Reciclados de Resíduos Sólidos da Construção Civil.* 36a Reunião Anual de Pavimentação, Curitiba - PR.

OLIVEIRA, J.C.; REZENDE, L.R.; GUIMARÃES, R.C.; CARVALHO, J.C.; SILVA, A.L.A. (2005b). *Avaliação do desempenho de um pavimento flexível com base e sub-base de agregados reciclados de resíduos sólidos da construção civil (entulho) no município de Goiânia.* Simpósio Internacional de Reciclagem de Pavimentos, São Paulo - SP.

OLIVEIRA, L.E.; VERTAMATTI, E. (1997). *Análise de pavimento de baixo volume de tráfego executado com solos transicionais.* 1º Simpósio Internacional de Pavimentos de Rodovias de Baixo Volume de Tráfego, ABPv., Rio de Janeiro – RJ, 1:325 – 344.

O'REILLY, M.P.; MILLARD, R.S. (1969). *Road materials and pavement design on tropical and sub-tropical countries.* RRL Report LR 279. Road Research Laboratory, Crowthorne, Berkshire.

PAIVA, C.E.L.; CAUSIM, P.B. (2000). *Estudo de avaliações das condições estruturais de um pavimento a partir de bacias de deformação.* 32ª Reunião Anual de Pavimentação, Brasília – DF, 1:297-307.

PARENTE, E. B, BOAVISTA, A.H., SOARES, J. B. (2003). *Estudo do comportamento mecânico de misturas de solo e escória de aciaria para aplicação na construção rodoviária na região metropolitana de Fortaleza.* ANPET, Vol. 1. Rio de Janeiro – RJ.

PEREIRA, E.L.; RIBEIRO, L.F.M.; CAMAPUM, J.C.; CHAVES, A.K.D. (2005). *Estabilização de um latossolo do D.F. com utilização de minério de ferro.* II Seminário de Solos Tropicais do Centro-Oeste, Goiânia, GO, 1: 275 – 285.

PISSATO, E.; SOARES, L. (2005). *Utilização de finos de pedreira em misturas de solo-cimento - Correção granulométrica de um solo argiloso.* 2º Seminário de Uso de Fração fina da Britagem, SUFFIB, São Paulo, 1: 1 – 7.

RESPLANDES, H.M.S. (2007). *Estudo ambiental e técnico da aplicação do agregado reciclado na estruturação de pavimentos flexível.* Dissertação de Mestrado. Programa de Pós-Graduação Stricto Sensu em Engenharia do Meio Ambiente – PPGEMA. Escola de Engenharia Civil. Universidade Federal de Goiás. Goiânia –GO, 210p.

REZENDE, L. R. (2003) *Estudo do comportamento de materiais alternativos utilizados em estruturas de pavimentos flexíveis.* Tese apresentada na Universidade de Brasília. Brasília – DF, 372p.

SHEIDL, P.R.; CORREIA, J.C. G; RIBEIRO, R.C. (2005). *Utilização de resíduos de pedreiras e serrarias de rocha ornamentais na composição do asfalto.* 2ª Seminário de Uso da Fração Fina da Britagem, SUFFIB, São Paulo, SP, 1: 1 – 6.

SILVA, A. L. A.; GUIMARÃES, R. C.; CASTRO, C. H.; MANSO, E. A. (2005). *Using building site waste in bases and sub-bases of flexible pavements.* In: International Symposium on Pavement Recycling, 2005, São Paulo. Anais eletrônicos do International Symposium on Pavement Recycling. São Paulo (CD-ROM).

SILVESTRE, O.B., PARREIRA, A. B., KOBAYASHI, A. R. K. (2001). *Influência do tipo de cimento na resistência e deformabilidade das misturas de fosfogesso e cimento.* ANPET, vol. 1, Rio de Janeiro – RJ.

TERTULIANO, D.C; OLIVEIRA, E.N.; ANDRADE, E. (2007). *Aproveitamento de resíduos de britagem na pavimentação rodoviária.* Trabalho Final de Curso. Universidade Federal de Goiás. Goiânia – GO. 81p.

THOMÉ, A., SCHNEIDER, I. A. H., ROSA, F. D.; CONSOLI, N. C. (2002). *Caracterização geotécnica de um resíduo da indústria de pedras semi-preciosas e viabilidade de seu uso em estabilização de solos.* XII COBRAMSEG: Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, São Paulo – SP. 1: 229-239.

UNIÃO (1967). Decreto Lei 227. Artigo 5º. *Classificação das jazidas de bens minerais,* Brasília, DF, 46 p.

WAMBURA, J.H.G.; ODERA,M.S.; IKINDU, D.R. (1990). *Pavement design and construction specifications developed for low-cost, low-volume roads in Kenya.* Transportation Research Board no 1291, pp. 58-65.

PROCESSOS DE DINÂMICA SUPERFICIAL E OS ESTUDOS DE IMPACTO AMBIENTAL (EIAS), NO ESTADO DE SÃO PAULO, BRASIL

Shallow geological processes and Environmental Impact Statements (EISs), in São Paulo State, Brazil

Adriano Akiossi*
Leandro Eugênio da Silva Cerri**

RESUMO – No Brasil, os Estudos de Impacto Ambiental e respectivos Relatórios de Impacto Ambiental (EIAs/Rimas) constituem um dos principais instrumentos para a análise de viabilidade ambiental dos empreendimentos potencialmente causadores de significativo impacto ambiental, sendo também peça indispensável ao processo de licenciamento ambiental, para obtenção da Licença Prévia (LP). Este estudo analisou a abordagem dada aos processos de dinâmica superficial (erosão, assoreamento, escorregamento, subsidência / colapso, processo costeiro e sismo) relacionados com os impactos ambientais, medidas mitigadoras e programas de monitoramento em EIAs/Rimas de projetos urbanísticos no período entre 1987 e 2007. Foram analisados 32 estudos ambientais aprovados pelo órgão ambiental do estado de São Paulo, detalhando os impactos ambientais, medidas mitigadoras e programas de monitoramento, visando a elaboração de recomendações para a elaboração de futuros EIAs.

SYNOPSIS – In Brazil, Environmental Impact Statements (EISs) and their Environmental Impact Reports (EIRs) are the main instrument for environmental feasibility analysis of developments that can potentially cause significant environmental impact, being also an indispensable part of the environmental licensing process, to obtain the Environmental Preliminary License (LP). This research examined the approach given to shallow geological processes (erosion, aggradation, landslide, subsidence, coastal process and seism) related to environmental impacts, mitigating measures and monitoring programs on EISs of urban projects in the period between 1987 and 2007. Thirty two EISs, approved by the São Paulo State Environmental Agency, were analyzed, detailing environmental impacts, mitigating measures and monitoring programs, with the goal to develop recommendations for the elaboration of future EISs.

PALAVRAS CHAVE – Processos de dinâmica superficial, EIA/Rima, impacto ambiental.

1 – INTRODUÇÃO

O presente estudo tem por objetivo analisar a abordagem dada aos processos de dinâmica superficial (erosão, assoreamento, escorregamento, subsidência / colapso, processo costeiro e sismo) em Estudos de Impacto Ambiental e respectivos Relatórios de Impacto Ambiental (EIAs/Rimas), apresentados para a Secretaria de Meio Ambiente (SMA), órgão ambiental do estado de São Paulo, Brasil, no período entre 1987 e 2007. Nesta pesquisa foram estudados somente EIAs/Rimas de projetos urbanísticos, relacionados principalmente com loteamentos e distritos industriais, sendo que para os processos de dinâmica superficial foi adotada a classificação apresentada em Infanti Jr. e Fornasari Filho (1998).

* Doutor, Unesp, Rio Claro (SP), E-mail: adr_akiossi@uol.com.br
** Professor Adjunto do Departamento de Geologia Aplicada – IGCE / Unesp, Rio Claro (SP), E-mail: lescerri@rc.unesp.br

No Brasil, os empreendimentos ou atividades potencialmente causadores de significativa degradação do meio ambiente devem ser precedidos de licenciamento ambiental por meio de EIA/Rima, de acordo com a Resolução do Conselho Nacional do Meio Ambiente (Conama) n.º 01, de 23 de janeiro de 1986 (Brasil, 1986) e da Constituição Federal de 1988 (Brasil, 1988).

A Avaliação de Impacto Ambiental (AIA) caracteriza-se como uma das principais ferramentas de todo EIA/Rima e constitui, provavelmente, o instrumento de gestão ambiental mais conhecido e praticado no mundo (Bitar, 2004; Bitar e Ortega, 1998). Milaré (2006) cita que estes estudos ambientais constituem um importante instrumento de planejamento e controle ambiental, e decorre do princípio da consideração do meio ambiente na tomada de decisões e preconiza a elementar obrigação de se levar em conta o fator ambiental em qualquer ação ou decisão – pública ou privada – que possa sobre ele causar qualquer efeito negativo. De acordo com Ab'Saber e Müller-Platenberg (2006), o EIA/Rima constitui o único instrumento que permite que a prevenção de impactos ambientais encontre aplicabilidade, tanto no setor público quanto no setor privado.

No Brasil, é expressivo o número de empreendimentos sujeitos ao licenciamento ambiental por meio de EIAs/Rimas. De acordo com Instituto Brasileiro do Meio Ambiente e dos Recursos Naturais Renováveis - Ibama (2010), entre os anos de 1998 e 2007 foram emitidas, por este órgão ambiental federal, 159 Licenças Prévias (LPs), decorrentes da análise de viabilidade de estudos ambientais de diversos tipos de empreendimentos. No estado de Minas Gerais, de acordo com Prado Filho e Souza (2004), foram apresentados ao órgão ambiental do estado, no período de 1987 a 1998, um total de 344 EIAs/Rimas, cerca de 28 estudos ambientais por ano. E de acordo com resultados obtidos nesta pesquisa, foi identificado um total de 631 registros de EIAs/Rimas apresentados para análise na agência ambiental do estado de São Paulo, no período de 1986 a 2007, cerca de 30 EIAs/Rimas por ano. A relação entre os processos de dinâmica superficial e os EIAs/Rimas é conhecida, sendo que verifica-se empiricamente que estes processos estão associados principalmente aos impactos ambientais negativos ou adversos.

Ab'Saber e Müller-Platenberg (2006) citam que para promover novos métodos e roteiros de pensamento científico para a previsão de impactos ambientais, são pressupostos básicos o conhecimento do maior número possível de cenários de impactos, e inclusão obrigatória, em qualquer tipo de projeto, de um rol de medidas preventivas destinadas a mecanismos e ações mitigadores de impactos reconhecidamente negativos. Deste modo, verifica-se a importância do estudo dos processos de dinâmica superficial nos EIAs/Rimas, pois a eficiente identificação dos impactos ambientais e a consequente proposição de medidas mitigadoras e programas de monitoramento estão diretamente associados a viabilidade ambiental dos empreendimentos.

2 – MÉTODO E ETAPAS DE TRABALHO

O método aplicado neste estudo, apresentado em Akiossi (2010), consiste na fusão do método das hipóteses progressivas, apresentado em Santos (2002), e o método do detalhamento progressivo apresentado em Cerri *et al.* (1996), resultando em uma investigação cujas hipóteses podem ser adequadas no decorrer do estudo, à medida que são aferidas, aliada com uma análise compartimentada, com diferentes graus de detalhamento, de acordo com sua aplicabilidade.

Santos (2002), discorrendo sobre métodos de trabalho empregados na Geologia de Engenharia, cita que o Método das Hipóteses Progressivas, aplicado para a Geociência Aplicada e outras Ciências Aplicadas, utiliza um processo contínuo de adoção de hipóteses fenomenológicas e de aferição destas, através do empenho observativo e experimental, afirmando que a formulação de uma nova hipótese se dá através de um raciocínio indutivo e de uma lógica dedutiva subsidiada por um esforço observativo e experimental. Em Laville e Dionne (1999 *apud* Gil, 2002), é citado que para o tratamento de dados é possível construir uma explicação iterativa, que não requer modelo

teórico prévio. O processo de análise e interpretação é fundamentalmente iterativo, pois o pesquisador elabora pouco a pouco uma explicação lógica do fenômeno ou da situação estudados, examinando as unidades de sentido, as inter-relações entre essas unidades e entre as categorias em que elas se encontram reunidas. O método de detalhamento progressivo, apresentado em Cerri *et al.* (1996), preconiza a elaboração de cartas e mapas geotécnicos em áreas urbanas com a adoção de diferentes escalas de trabalho, sendo que os detalhamentos são aplicados de acordo com os seus objetivos e respectivas aplicações.

Com base no Método das Hipóteses Progressivas, proposto por Santos (2002), na premissa de Laville e Dionne (1999), e no método do Detalhamento Progressivo, foi elaborado o método aplicado nesta pesquisa, denominado de Método das Hipóteses e Detalhamentos Progressivos. A formulação e aferição das diversas hipóteses formuladas ao longo do desenvolvimento da pesquisa, permitiu a definição de "compartimentos" ou "grupos" de informações que necessitavam de um tratamento de dados com graus distintos de detalhamento, ou de "escalas" distintas. Na Figura 1 é apresentado um esquema da abordagem empregada, utilizando a figura do funil, representando o detalhamento contínuo das informações.

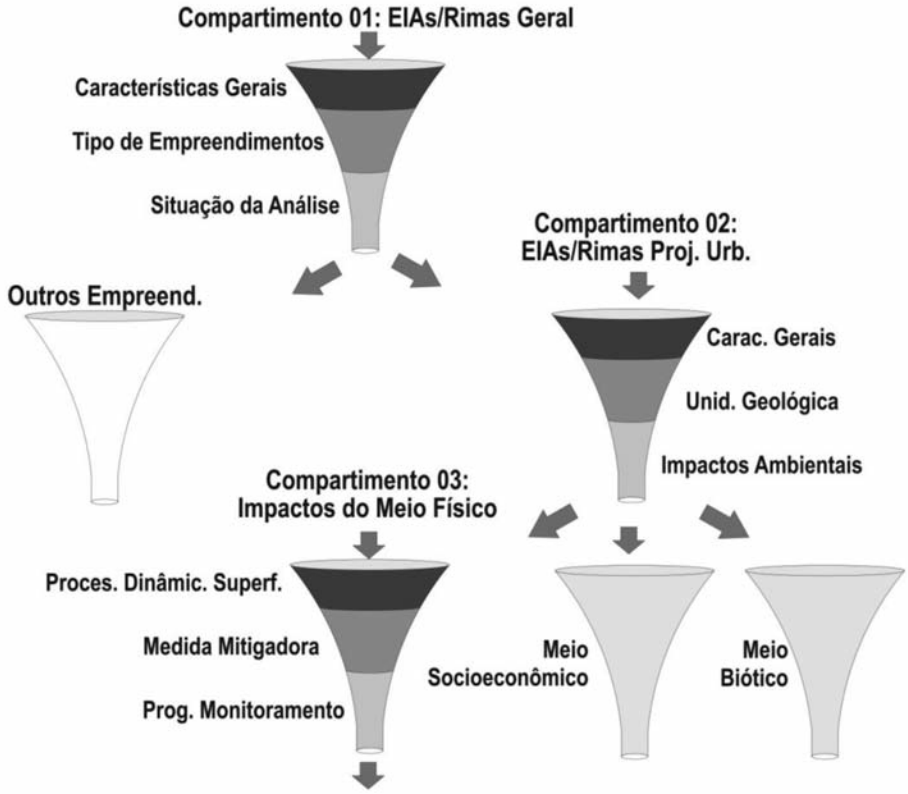


Fig. 1 – Abordagem utilizada no estudo: Fusão do Método das Hipóteses Progressivas e Método do Detalhamento Progressivo.

Para esta pesquisa foram formulados 3 compartimentos ou grupos: "Compartimento 01: EIAs/Rimas Geral"; "Compartimento 02: EIAs/Rimas Projetos Urbanísticos"; e Compartimento 03: Impactos Ambientais do Meio Físico. Em uma visão geral, considera-se que o Compartimento 03 está contido no Compartimento 02, que por sua vez encontra-se inserido no Compartimento 01.

Portanto, a análise do Compartimento mais abrangente (01: EIAs/Rimas Geral) produziu diversas informações, entre elas, as que compõe o Compartimento 02: EIAs/Rimas Projetos Urbanísticos. Para a continuidade da pesquisa, o Compartimento 02 também foi analisado e detalhado, que resultou também em diversas informações, entre elas, as que compõe o Compartimento 03: Impactos do Meio Físico.

Cada um destes compartimentos de informações foram tratados com graus de detalhamento distintos, de forma que a pesquisa produzisse somente as informações necessárias ao preenchimento das lacunas de conhecimento desejadas. Neste caso, o Compartimento 01 possui uma população amostral de 631 amostras, e os Compartimentos 02 e 03 uma população de 32 indivíduos. Esta abordagem privilegia o foco no objeto da pesquisa.

2.1 – Etapas de trabalho

2.1.1 – Etapa 01: pesquisa bibliográfica

Nesta etapa de trabalho foi realizado o levantamento das referências bibliográficas relacionadas ao tema da pesquisa e a sua análise detalhada, compostos por trabalhos científicos e regulamentações sobre o processo de licenciamento ambiental no Brasil e, especificamente, no estado de São Paulo.

2.1.2 – Etapa 02: coleta de dados nos EIAs/Rimas

2.1.2.1 – Atividade 2.1: levantamento dos EIAs/Rimas

Para a aquisição dos dados, foi realizado um levantamento nos registros dos EIAs/Rimas disponibilizados na biblioteca da Companhia Ambiental do Estado de São Paulo– Cetesb, entidade vinculada à SMA. Ressalta-se que nesta biblioteca são disponibilizados ao público em geral os EIAs/Rimas protocolados na SMA. Os dados foram obtidos na consulta digital do acervo desta biblioteca, disponível no endereço eletrônico <http://biblioteca.cetesb.sp.gov.br/>, cujos dados foram acessados entre 22 de fevereiro de 2008 e 05 de março de 2008.

Foram considerados para esta pesquisa somente os documentos protocolados nesta agência ambiental no período entre o ano de 1986 e 31 de dezembro de 2007. Também foram considerados somente EIAs/Rimas de empreendimentos localizados no estado de São Paulo, e protocolados para apreciação na SMA. Para a complementação das informações adquiridas via internet, foram realizadas visitas técnicas à Biblioteca da Cetesb para a consulta dos registros e acervos eletrônico e físico.

2.1.2.2 – Atividade 2.2: caracterização dos EIAs/Rimas

As ações desta atividade de trabalho visaram a caracterização da população amostral visando sua classificação, de acordo com as variáveis: Cronológica (anual); Tipo de empreendimento; e Situação de análise.

Para a classificação cronológica dos registros, utilizou-se como parâmetro, o ano de publicação do estudo ambiental, de acordo com os dados disponíveis nos registros da Biblioteca da Cetesb. Com relação à classificação do tipo de empreendimento, os dados foram analisados de acordo com a lista exemplificativa de empreendimentos potencialmente ou efetivamente causadores de impacto ambiental significativo, disponibilizado no sítio do antigo departamento responsável pela análise de EIAs/Rimas no órgão ambiental do estado de São Paulo (DAIA, 2008).

Para verificar a situação de análise dos EIAs/Rimas, foram analisadas as Deliberações Conselho Estadual do Meio Ambiente do estado de São Paulo (Consema) disponíveis no *site* <http://www.ambiente.sp.gov.br/consemaDeliberacoes.php>, englobando o período entre 1986 e

17 de dezembro de 2008, de modo a averiguar a análise da viabilidade ambiental dos empreendimentos relacionados a estes estudos ambientais. Já para verificar se a amostra encontrava-se em análise pela SMA, foi utilizada a relação dos estudos ambientais em análise, disponibilizado pelo DAIA e atualizado em 13/02/2008. Estas informações foram consultadas no sítio eletrônico: <http://www.cetesb.sp.gov.br/licenciamentoo/daia/doc/processos.pdf>, sendo que o último acesso ocorreu em 25/05/2009.

2.1.2.3 – Atividade 2.3: seleção dos EIAs/Rimas para os Compartimentos 02 e 03

Para a determinação de quais seriam as amostras que seriam objetos de análise detalhada desta pesquisa, foram adotados os seguintes critérios:

- **Tipo de empreendimento:** projetos urbanísticos;
- **Situação do EIA/Rima:** foram analisados somente amostras cuja viabilidade ambiental foi aprovada pelo Consema, até 17 de dezembro de 2008. Optou-se nesta pesquisa, somente pela análise dos EIAs/Rimas aprovados pela SMA, de modo garantir que neste estudo fossem analisados somente documentos que contém informações necessárias para a avaliação da viabilidade ambiental de um empreendimento.

De acordo com os registros analisados, verifica-se um total de 72 EIAs/Rimas disponíveis na biblioteca da Cetesb referentes a projetos urbanísticos. Porém, deste total identifica-se que 32 estudos ambientais foram aprovados pelo Consema no referido período, sendo esta a população adotada para a presente análise. Os EIAs/Rimas estudados são de responsabilidade de 31 diferentes empreendedores, e elaborados por 22 diferentes empresas de consultoria ambiental.

2.1.2.4 – Atividade 2.4: elaboração da ficha de análise de EIAs/Rimas

Foi elaborada uma ficha técnica, cujo preenchimento possibilitasse a caracterização padronizada dos EIAs/Rimas, contendo um total de 126 campos de informações. O modelo dessa ficha foi desenvolvido considerando os seguintes grupos principais de informações: Dados Gerais; Avaliação de Impactos Ambientais; Medidas Mitigadoras; e Programas Ambientais.

2.1.2.5 – Atividade 2.5: desenvolvimento do banco de dados

Com o intuito de organizar os dados e proporcionar melhor qualidade técnica na aquisição, tratamento e análise dos dados adquiridos pela aplicação da ficha de análise nos EIAs/Rimas de projetos urbanísticos, foi elaborado para esta pesquisa um banco de dados digital em plataforma MS Access. Este banco de dados permitiu o armazenamento e cruzamento de informações necessárias para as análises pretendidas.

2.1.2.6 – Atividade 2.6: aquisição das informações e inserção no banco de dados

A aquisição das informações foi realizada por meio da análise dos exemplares físicos dos EIAs disponíveis, bem como também de documentos de complementação de informações, relacionados ao mesmo empreendimento, caso existentes. Ressalta-se que todas as informações foram extraídas do volume do EIA, e não do volume do Rima, que consiste no resumo do EIA, em linguagem acessível aos não-técnicos.

Para cada EIA foram analisados os seguintes itens:

- **Diagnóstico Ambiental do Meio Físico:** Os capítulos de diagnóstico ambiental do meio físico dos EIAs de projetos urbanísticos foram analisados de modo a identificar sob qual

unidade geológica encontram-se localizados os empreendimentos em questão. Os dados sobre as unidades geológicas foram agrupados de acordo com estrutura baseada em IPT (1981). Salienta-se que não foi realizada nenhuma revisão destas informações. Admitiu-se que as informações contidas nestes estudos ambientais estão corretas.

Destaca-se que a ocorrência de alguns dos processos de dinâmica superficial pode ser influenciada diretamente pelas características geológicas do local do empreendimento. Porém, também há outras condicionantes que podem influenciar na ocorrência desses processos, tais como geomorfologia, pedologia e geotecnia, também contemplados em EIAs/Rimas.

Como estas também são influenciadas pelo substrato geológico, optou-se nesse estudo por analisar somente esse parâmetro. Nesse sentido, verifica-se a importância das características das unidades geológicas para o entendimento dos processos de dinâmica superficial, mesmo havendo a influência de outras condicionantes.

Cabe salientar que nesse estudo foram consideradas unidades macros de geologia, devido ao número de amostras da população. Se fossem adotadas unidades mais detalhadas como formações, complexos, entre outros, não haveria um número de amostras significativo para cada uma dessas classes.

- **Avaliação de Impactos Ambientais:** Para a aquisição destas informações também foram analisados os capítulos de avaliação de impactos ambientais de todas as amostras de projetos urbanísticos, bem como de documentos de informações complementares. Foram identificadas informações como qual o método de AIA aplicado, a descrição do método proposto, como também dados quantitativos dos impactos ambientais de cada EIA. Salienta-se que, somente foram considerados os impactos ambientais que foram objeto de avaliação de impacto ambiental.
- **Medidas mitigadoras:** visou identificar se foram propostas medidas mitigadoras para os processos de dinâmica superficial, detalhando se estes possuem caráter preventivo ou corretivo, além de verificar suas respectivas formas de apresentação.
- **Programas de monitoramento:** para a identificação da proposição de medidas de monitoramento para os impactos ambientais associados aos processos de dinâmica superficial, verificando se os mesmos apresentavam indicadores ambientais para o monitoramento e estrutura de gestão para os programas ambientais.

Para a padronização da aquisição destas informações para cada amostra foi aplicada a Ficha de Análise dos EIAs/Rimas. As informações adquiridas, com a aplicação da ficha de análise, foram inseridas no banco de dados desenvolvido para esta pesquisa.

2.1.3 – Etapa 03: tratamento dos dados

2.1.3.1 – Atividade 3.1: análise dos dados dos EIAs/Rimas

Nessa atividade foi realizada a análise dos dados tratados de acordo com 3 níveis de detalhamento ou compartimentos:

- Compartimento 01: EIAs/Rimas Geral.
- Compartimento 02: EIAs/Rimas de Projetos Urbanísticos.
- Compartimento 03: Impactos do Meio Físico.

2.1.3.1.1 – Análise dos dados - Compartimento 01

Inicialmente, foram analisadas as principais características de todos os 631 registros de EIAs/Rimas. Para este conjunto de dados, foram analisadas as seguintes características: Tipo de Empreendimento;

Distribuição de freqüência por ano de publicação; Distribuição de freqüência por tipo de empreendimento e ano; e Situação de Análise do estudo ambiental.

2.1.3.1.2 – Análise dos dados – Compartimento 02

As atividades deste grau de detalhamento visaram à análise dos 32 EIAs/Rimas de projetos urbanísticos selecionados para análise nesta pesquisa. Para esta caracterização, foram utilizados elementos de estatística descritiva. Foram analisadas as seguintes variáveis nesta população: Características Gerais; Unidades Geológicas; e Impactos Ambientais (Meios Físico, Biótico e Socioeconômico);

2.1.3.1.3 – Análise dos dados – Compartimento 03

Esta análise de dados foi focada no detalhamento das informações associadas aos impactos ambientais do meio físico, nas 32 amostras analisadas no Compartimento 02, sendo também utilizados elementos de estatística descritiva. Foram analisadas as seguintes variáveis: Processos de dinâmica superficial; Medidas Mitigadoras; e Programas de Monitoramento.

2.1.4 – Etapa 04: Análise dos resultados obtidos

Nesta etapa todas as informações produzidas e tratadas nesta pesquisa foram organizadas, analisadas e comentadas em forma de texto. Estas foram analisadas sob os pontos de vista da bibliografia consultada e das interpretações do pesquisador responsável pelo presente estudo.

2.1.5 – Etapa 05: Formulação das Conclusões

Nesta Etapa de Trabalho, foi desenvolvida uma síntese sobre os principais resultados deste estudo, bem como as principais considerações advindas destas informações.

3 – RESULTADOS E DISCUSSÕES

3.1 – Compartimento 01: EIAs/Rimas geral

Do total de 631 registros de EIAs/Rimas, verifica-se que a grande parte destes documentos está relacionada com empreendimentos de mineração (42,8%), seguido de empreendimentos associados aos resíduos sólidos (11,4%), conforme pode ser observado no Quadro 1. Verifica-se que os empreendimentos associados aos projetos urbanísticos encontram-se na terceira posição com relação ao maior número de EIAs/Rimas apresentados (11,4%).

Segundo Maglio (1991), os projetos urbanísticos no estado de São Paulo representavam, até Dezembro/1988, o quinto tipo de empreendimento com maior número de processos de estudos de impacto na SMA. Segundo Ronza (1998), no ano de 1997, os EIAs/Rimas associados a empreendimentos de urbanização e lazer encontravam-se na quarta posição entre os tipos de empreendimento com maior número de EIAs/Rimas apresentados.

Verificando-se a distribuição de todos os registros de EIAs/Rimas ao longo do período de 1986 a 2007, verifica-se que não há uma distribuição regular destes registros (Figura 2). Cabe ressaltar que, o ano indicado neste levantamento, reflete a data de publicação do documento. Pode-se observar que no ano de 1991, houve um pico com a publicação e apresentação de 111 EIAs/Rimas, seguida de uma queda acentuada nos anos de 1992, 1993, 1994 e 1995.

Quadro 1 – Distribuição de EIAs/Rimas por tipo de empreendimento.

Tipo de Empreendimento	N.º de EIAs/Rimas	%
Energia	48	7,6
Transporte	49	7,8
Resíduos Sólidos	74	11,7
Saneamento Básico	19	3,0
Agroindústria	37	5,9
Indústria	21	3,3
Mineração	270	42,8
Projeto Urbanístico	72	11,4
Outros	41	6,5
TOTAL	**631**	**100,0**

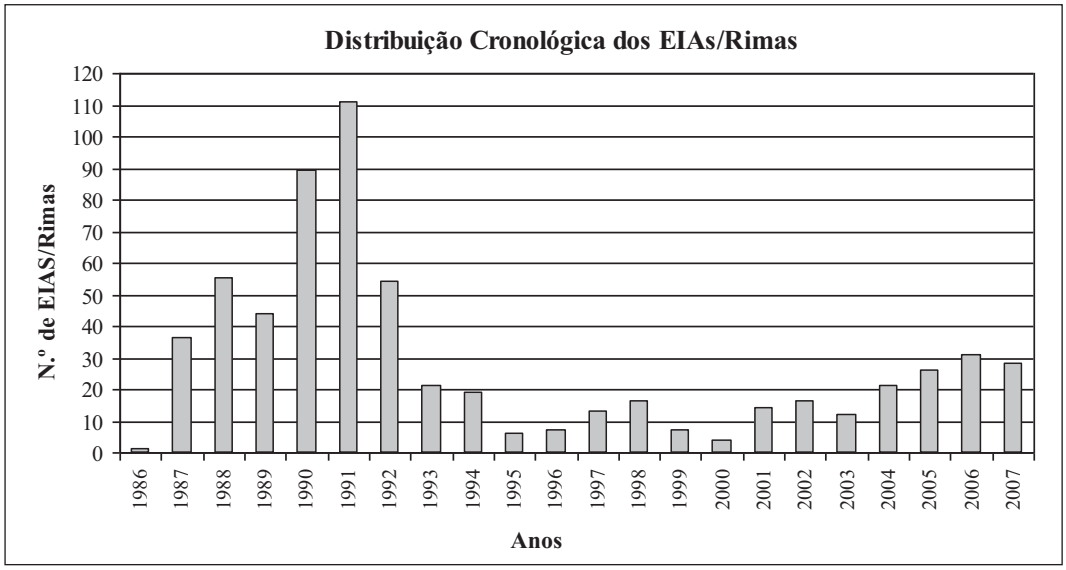


Fig. 2 – Distribuição cronológica dos EIAS/Rimas.

Analisando-se os tipos de empreendimentos relacionados com os registros destes EIAs/Rimas, durante o período analisado nesta pesquisa, verifica-se que os associados aos empreendimentos minerários foram predominantes durante os anos de 1987 a 1995, 1997 a 1999, 2003 e 2004. Já no período compreendido entre os anos de 2004 e 2005, verifica-se a intensificação e o predomínio de EIAs/Rimas associados aos empreendimentos do setor da agroindústria (Quadro 2). Observando-se estes dados, verifica-se também que o incremento no número de EIAs/Rimas no ano de 1991, deve-se ao aumento do número de estudos associados aos empreendimentos minerários. Nas oscilações ocorridas no período de 1992 a 1999 também tem influência a oscilação do número de empreendimentos minerários.

Com relação aos EIAs/Rimas de projetos urbanísticos, verifica-se uma distribuição cronológica mais regular que os demais tipos de empreendimentos, apresentando no mínimo 1 EIA ao ano e no máximo 8 EIAs em todo o período. Verifica-se a ausência deste tipo de empreendimento somente nos anos de 1986, 1995,1997 e 2000 (Quadro 2).

Quadro 2 – Tipos de empreendimento no período analisado.

	Tipos de Empreendimentos									
Anos	**Energia**	**Transporte**	**Resíduos Sólidos**	**Saneamento Básico**	**Agro-indústria**	**Indústria**	**Mineração**	**Projetos Urbanísticos**	**Outros**	**Totais**
1986	1	0	0	0	0	0	0	0	0	1
1987	3	1	4	1	0	0	23	3	2	37
1988	2	2	11	0	0	2	27	5	6	55
1989	1	4	5	3	1	0	20	4	6	44
1990	10	5	3	4	0	1	54	6	5	88
1991	1	7	7	1	1	2	82	8	2	111
1992	2	6	6	3	1	3	21	8	4	54
1993	3	2	4	2	0	1	5	3	1	21
1994	0	3	3	1	1	0	5	2	4	19
1995	1	1	1	0	0	1	2	0	0	6
1996	1	0	1	3	0	0	1	1	0	7
1997	1	1	3	0	0	0	4	0	4	13
1998	0	1	3	1	0	0	4	3	4	16
1999	2	0	0	0	0	1	1	2	1	7
2000	0	0	3	0	0	0	1	0	0	4
2001	6	2	1	0	0	0	3	2	0	14
2002	6	2	3	0	1	0	2	2	0	16
2003	1	1	1	0	2	2	3	2	0	12
2004	1	4	4	0	4	2	4	1	1	21
2005	1	4	5	0	5	3	3	5	0	26
2006	2	2	3	0	11	2	2	8	1	31
2007	3	1	3	0	10	1	3	7	0	28
TOTAIS	**48**	**49**	**74**	**19**	**37**	**21**	**270**	**72**	**41**	**631**

Para esta população amostral também foi verificada a situação da análise do órgão ambiental para cada um dos documentos, tendo como base as Deliberações Consema (Quadro 3). Cabe salientar que este panorama refere-se à situação em 17 de dezembro de 2008. Também verifica-se um grande de número de estudos ambientais que não possuem informações referentes às suas respectivas situações de análise (50,4%), sendo que 41,4% foram identificados como aprovados.

Em Ronza (1998) é citado que, no período entre 1987 e 1997, houve 63 EIAs/Rimas retirados, além de estudos arquivados, devolvidos e reprovados. Cabe salientar que nas Deliberações Consema constam somente informações sobre a aprovação da viabilidade do empreendimento e, em alguns casos, somente informações sobre reprovação, suspensão de análise, entre outros. Arquivamentos, devoluções e retiradas não são documentados nessas deliberações. Este fato pode justificar o percentual elevado de 50,4% de EIAs/Rimas sem informação de análise diagnosticada. Também segundo Ronza (1998), há um total de 470 EIAs/Rimas, enquanto que no mesmo período nesta pesquisa, foi obtido um total de 456 estudos. Salienta-se, entretanto, que os quantitativos do presente estudo provém dos EIAs/Rimas disponíveis na biblioteca da Cetesb, enquanto que os dados apresentados em Ronza (1998) são provenientes de análises dos registros protocolares documentados pelo próprio Departamento de Avaliação de Impacto Ambiental (DAIA), verificando uma diferença de somente 3%.

Quadro 3 – Situação da análise dos EIAs/Rimas em 17/12/08.

Situação	N.º de EIAS/Rimas	%
Em Análise	31	4,9%
Aprovado	261	41,4%
Reprovado	16	2,5%
Outros	5	0,8%
Sem Informação	318	50,4%
TOTAL	**631**	**100,0%**

3.2 – Compartimento 02: EIAs/Rimas de projetos urbanísticos

3.2.1 – Características gerais

Do total de 72 EIAs/Rimas de projetos urbanísticos identificados, foram selecionados 32 para análise, representando as amostras cujas viabilidades ambientais foram aprovadas (Quadro 4). Verifica-se uma parcela expressiva não apresenta informações sobre suas respectivas situações de análise, conforme explicitado anteriormente, as deliberações Consema não contêm informações sobre devoluções, retiradas, arquivamentos, entre outros.

Quadro 4 – Situação da análise dos EIAs/Rimas de projetos urbanísticos.

Situação	N.º de EIAS/Rimas	%
Em Análise	11	15,3%
Aprovado	32	44,4%
Sem Informações	29	40,3%
TOTAL	**72**	**100,0%**

Com relação à cronologia desses EIAs, verifica-se que sua distribuição não se apresenta uniforme (Figura 3). Observa-se que para os anos de 1986, 1991, 1995, 1996, 1997 e 2000 não houve amostras com os critérios selecionados para a análise.

Salienta-se também que para 2 amostras, os resultados obtidos com a aplicação da ficha técnica de análise não puderam ser consolidados. Portanto, não foi possível extrair suas respectivas informações, de modo que fossem tabuladas com as das demais amostras. A estrutura apresentada para a identificação e avaliação dos impactos ambientais nestes 2 EIAs/Rimas não permitiu a extração das informações necessárias ao preenchimento da ficha de análise. Salienta-se, também, que estas 2 amostras pertencem ao início do período analisado, quando a técnica de elaboração de EIAs/Rimas ainda era incipiente. Conseqüentemente, todos os resultados das análises, com esta população, totalizam 30 amostras.

3.2.2 – Unidades geológicas

Para a análise sobre informações de unidade geológicas apresentadas nos EIAs, observam-se os resultados apresentados no Quadro 5. Destaca-se que 1 amostra não apresentou informações sobre a geologia do local.

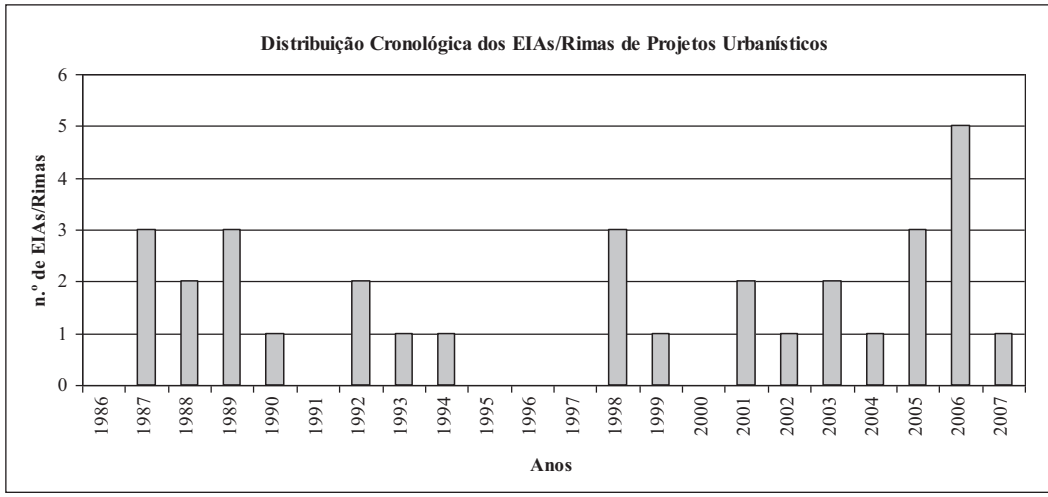


Fig. 3 – Distribuição cronológica dos EIAs/Rimas de projetos urbanísticos selecionados para análise.

Quadro 5 – Ocorrência das unidades geológicas nos EIAs de projetos urbanísticos.

Unidade Geológica	%
Embasamento	40,0%
Bacia do Paraná	26,7%
Coberturas Cenozóicas	13,3%
Contato entre Embasamento e Bacia do Paraná	10,0%
Vulcanismo Mesozóico	6,7%
Não informado	3,3%

3.2.3 – Impactos ambientais

3.2.3.1 – Caracterização dos impactos ambientais

Para a caracterização dos impactos ambientais dos EIAs de projetos urbanísticos, foram abordadas as seguintes características:

- Natureza dos impactos ambientais (negativo, positivo, nulo);
- Meio associado aos impactos ambientais (físico, biótico, socioeconômico);
- Natureza dos impactos ambientais do meio físico.

O tratamento de dados realizado visou a verificação da ocorrência destas características dos impactos ambientais. Como a quantidade absoluta de impactos ambientais não reflete a qualidade técnica de um EIA/Rima, tampouco atesta a viabilidade ambiental do empreendimento, este não foi um parâmetro utilizado para a caracterização. Adotou-se um critério de proporcionalidade para estas características, uma vez que as amostras apresentam quantidades diferentes de impactos ambientais. Deste modo, verificou-se qual o percentual do total de impactos ambientais de um EIA são efetivamente negativos, positivos ou nulos. Ou ainda, qual a proporção de impactos entre os meios físico, biótico e socioeconômico. Verificou-se ainda, dentre os impactos ambientais do meio físico, qual a proporção de negativos, positivos ou nulos.

3.2.3.2 – Impactos ambientais em todas as fases do empreendimento

Neste item os impactos ambientais foram abordados de forma integrada, isto é, foi considerado o total de impactos ambientais, independente das fases do empreendimento. Analisando estes dados, verifica-se que as amostras apresentam, em média, predominância de impactos ambientais negativos, com 66,9% (Quadro 6). Esta predominância pode levar a uma interpretação que o empreendimento não possui viabilidade ambiental, porém tal associação não deve ser considerada, pois estes dados refletem somente a proporcionalidade da natureza de impactos ambientais, e não a análise de todos os atributos dos impactos ambientais, tais como a magnitude ou significância. Para a análise da viabilidade ambiental de um empreendimento é necessário analisar todos os atributos associados a cada impacto ambiental, determinados na avaliação de impacto ambiental. De forma geral, é esperado, que um EIA possua em número maior de impactos ambientais negativos do que positivos.

Quadro 6 – Características dos impactos ambientais – todas as fases do empreendimento.

Medidas	Natureza dos Impactos-Total (%)			Meio Associado (%)			Natureza dos Impactos		
	Negativo	Positivo	Nulo	Físico	Biótico	Socio-econômico	Negativo	Positivo	Nulo
Mínimo	25,0	0,0	0,0	16,7	0,0	0,0	38,5	0,0	0,0
Máximo	100,0	75,0	38,5	70,0	50,0	75,0	100,0	41,7	46,2
Média	66,9	28,1	5,1	39,5	19,4	41,1	90,2	6,2	3,6
Mediana	72,5	25,0	0,0	38,8	19,1	41,5	100,0	0,0	0,0
Moda	75,0	25,0	0,0	25,0	0,0	33,3	100,0	0,0	0,0

Com relação à ocorrência de impactos ambientais nos meios físico, biótico e socioeconômico, verifica-se que estas amostras apresentam predominância (41,1%) dos associados ao meio socioeconômico (Quadro 6). Também destaca-se o fato de que, algumas amostras apresentam 0% de impactos dos meios biótico ou socioeconômico. Neste sentido, ressalta-se que os impactos ambientais associados ao meio físico, foram os únicos a não apresentarem ausência nos EIAs analisados. Portanto, estes dados indicam que, em termos de proporcionalidade de impactos ambientais contidos em um EIA/Rima de projeto urbanístico, relacionado com os meios a que pertencem, os meios físico e socioeconômico são os que mais se destacam. Ressaltando que, esta informação não reflete que estes meios sejam os mais relevantes para a análise de um EIA/Rima de projeto urbanístico, pois cada projeto e localidade possuem suas fragilidades ambientais específicas. Estes dados indicam apenas que, historicamente no estado de São Paulo, as amostras apresentam predominância na quantidade de impactos ambientais associados aos meios físico e socioeconômico.

Estes dados são esperados, pois é comum a maior quantidade de impactos associados aos meios físico e socioeconômico. No diagnóstico ambiental dos EIAs, geralmente o meio físico está associado a diversos fatores ambientais, como: clima, condições meteorológicas, qualidade do ar, ruídos, geologia, geomorfologia, pedologia, geotécnica, recursos hídricos superficiais, hidrogeologia, qualidade da água, entre outros. O meio socioeconômico também é associado a diversos fatores ambientais, como: uso e ocupação do solo, organização territorial, modos de vida, economia, arqueologia, entre outros. Enquanto que no meio biótico, geralmente são abordados os fatores ambientais: flora, fauna, Áreas de Preservação Permanente (APPs), Unidades de Conservação (UCs), entre outros. Portanto, a abordagem de um maior número de fatores ambientais em um diagnóstico, pode ocasionar na previsão de uma maior quantidade de impactos ambientais. Porém, como ressaltado anteriormente, a quantidade de impactos ambientais não reflete, diretamente, uma maior

fragilidade ambiental. Há que se considerar os demais atributos dos impactos (magnitude, temporalidade, significância, entre outros).

Analisando estas amostras, sem distinção das fases do empreendimento, verifica-se que os impactos ambientais do meio físico são essencialmente de natureza negativa, com média de 90,2% (Quadro 6). É notadamente conhecido que estes impactos ambientais são predominantemente negativos, portanto os dados deste estudo corroboram este conhecimento.

3.2.3.3 – Impactos ambientais na fase de planejamento

Verifica-se que apenas 12 EIAs apresentaram a avaliação de impacto ambiental, distinguindo as diferentes fases do empreendimento. Deste total, somente 1 amostra apresentou avaliação de impactos ambientais para a fase de planejamento do empreendimento, apresentando somente 1 impacto ambiental, de natureza negativa e associado ao meio socioeconômico. É de conhecimento geral que os impactos ambientais na fase de planejamento são, de forma geral, associados ao meio socioeconômico, comumente relacionado a geração de expectativas na população.

3.2.3.4 – Impactos ambientais na fase de implantação

Conforme explicitado, somente 12 EIAs apresentaram impactos ambientais distinguindo as diferentes fases de um empreendimento. Os impactos ambientais desta fase foram analisados segundo os mesmos parâmetros do item 3.2.3.2. Para a fase de implantação dos empreendimentos dos EIAs analisados, verifica-se que os impactos ambientais apresentados são, em grande maioria, de natureza negativa com 78,6%, em média (Quadro 7).

É notadamente conhecido que os impactos ambientais desta fase são de natureza negativa. No caso específico dos empreendimentos estudados, é nesta fase que se concentram as maiores alterações nos meios, como atividades de supressão de vegetação e de terraplenagem. Portanto, a predominância de impactos negativos nessa fase é esperado nesta análise. Conforme explicitado anteriormente, a quantidade de impactos ambientais negativos e positivos, não reflete diretamente a viabilidade ambiental de um empreendimento. Tal premissa também aplica-se à fase de instalação.

Analisando quais são os meios associados aos impactos ambientais nessa fase, identificou-se que os associados ao meio físico destacam-se entre os demais (44,4%) - Quadro 7. Conforme já explicitado anteriormente, os impactos ambientais do meio físico estão associados a diversos fatores ambientais, além de estarem intrinsecamente relacionados com as atividades desenvolvidas na fase de implantação, o que pode ocasionar em um maior número destes. Com relação ao meio socioeconômico, também é de conhecimento geral, que para empreendimentos deste tipo, os impactos associados a este ocorrem mais comumente na fase de operação. E os impactos relacionados ao meio biótico, possuem um percentual de ocorrência menor, por estarem relacionados a um menor número de fatores ambientais, porém não menos importantes na análise de viabilidade ambiental.

Com relação aos impactos ambientais do meio físico na fase de implantação, verifica-se a predominância dos de natureza negativa, com ocorrência de 92,8%, em média (Quadro 7). Para os projetos urbanísticos, os impactos ambientais do meio físico nesta fase do empreendimento estão principalmente associados às atividades de terraplenagem, portanto o alto índice de ocorrência de impactos ambientais negativos.

3.2.3.5 – Impactos ambientais na fase de operação

Para a fase de operação foram analisadas as mesmas 12 amostras do item 3.2.3.4, sendo que também foi observado um predomínio da ocorrência dos impactos ambientais de natureza negativa (50,7%), porém constatando uma menor diferença em relação aos impactos de natureza positiva (Quadro 8).

Quadro 7 – Características dos impactos ambientais – fases de implantação.

Medidas	Natureza dos Impactos-Total (%)			Meio Associado (%)			Natureza dos Impactos		
	Negativo	Positivo	Nulo	Físico	Biótico	Socio-econômico	Negativo	Positivo	Nulo
Mínimo	28,6	0,0	0,0	23,5	0,0	6,3	62,5	0,0	0,0
Máximo	100,0	71,4	0,0	58,3	43,8	71,4	100,0	37,5	0,0
Média	78,6	21,4	0,0	44,4	26,8	28,8	92,8	7,2	0,0
Mediana	81,1	18,9	0,0	46,9	25,0	22,2	100,0	0,0	0,0
Moda	75,0	25,0	0,0	55,6	33,3	33,3	100,0	0,0	0,0

Quadro 8 – Características dos impactos ambientais – fases de operação.

Medidas	Natureza dos Impactos-Total (%)			Meio Associado (%)			Natureza dos Impactos		
	Negativo	Positivo	Nulo	Físico	Biótico	Socio-econômico	Negativo	Positivo	Nulo
Mínimo	0,0	18,2	0,0	0,0	0,0	27,3	0,0	0,0	0,0
Máximo	81,8	80,0	33,3	45,5	30,8	85,7	75,0	66,7	33,3
Média	50,7	44,0	5,3	28,2	17,9	53,9	78,8	15,9	5,3
Mediana	53,8	46,2	0,0	29,0	20,4	46,0	100,0	0,0	0,0
Moda	20,0	50,0	0,0	–	0,0	45,5	100,0	0,0	0,0

Nesta fase do empreendimento ocorrem com maior frequência a maioria dos impactos ambientais positivos, sendo que estes estão principalmente associados ao meio socioeconômico. No caso específico dos empreendimentos de projetos urbanísticos, é nesta fase que se concentram impactos como: aumento da arrecadação de tributos, geração de empregos, valorização imobiliária, entre outros. Deste modo, uma diferença menos acentuada no percentual de ocorrência de impactos ambientais negativos e positivos, nesta fase do empreendimento para empreendimentos de projetos urbanísticos, é um resultado esperado nesta análise. A premissa de que o número de impactos ambientais negativos e positivos não reflete a viabilidade ambiental de um empreendimento, também é válida para a fase de operação do empreendimento.

Na fase de operação, há o predomínio de impactos ambientais associados ao meio socioeconômico. Na fase de operação, a maioria das atividades potencialmente modificadoras do meio físico já encontram-se encerradas, enquanto que as atividades relacionadas com o funcionamento estão provocando interações com o meio socioeconômico. Para os impactos ambientais do meio físico para esta fase também verifica-se o predomínio dos impactos de natureza negativa, com 78,8% (Quadro 8).

3.3 – Compartimento 03: impactos ambientais do meio físico

3.3.1 – Caracterização dos processos de dinâmica superficial

Dentre os processos de dinâmica superficial, observa-se que os erosivos são os de maior representatividade na população amostral, apresentando 80,0% de ocorrência, seguido de assoreamentos e movimentos de massa (Quadro 9). Ressalta-se o fato de que os processos de subsidências/colapsos e inundação estarem citados somente 1 vez cada, e que para os processos costeiros e

outros processos não foi identificada nenhuma ocorrência. Outra característica relevante da análise: identificaram-se 5 amostras que não apresentaram nenhum processo de dinâmica superficial associado aos impactos do meio físico, correspondente a 16,6% da população.

Dos processos de dinâmica superficial que apresentaram baixa ocorrência nesta pesquisa, segundo Fornasari Filho *et al.* (1992), as alterações no meio físico decorrentes de processos tecnológicos de projetos urbanísticos, a ocorrência de subsidência / colapso tende a não ser significativa, porém as inundações podem ocorrer.

Quadro 9 – Ocorrência de processos de dinâmica superficial.

Processos de Dinâmica Superficial	Ocorrência				Totais	
	Sim		Não			
	N.º	%	N.º	%	N.º	%
Erosão	24	80,0	6	20,0	30	100,0
Assoreamento	18	60,0	12	40,0	30	100,0
Movimentos de Massa	11	36,7	19	63,3	30	100,0
Subsidências / Colapsos	1	3,3	29	96,7	30	100,0
Inundação	1	3,3	29	96,7	30	100,0
Processos Costeiros	0	0,0	30	100,0	30	100,0
Outros Processos	0	0,0	30	100,0	30	100,0

3.3.2 – Medidas mitigadoras

Dentro da premissa do método, foram analisadas somente informações relevantes aos objetivos específicos do estudo: com quais tipos de processos de dinâmica superficial estão relacionados, o caráter preventivo e ou corretivo das medidas, bem como a estrutura como foram apresentadas.

As medidas mitigadoras preventivas contra a instalação de processos erosivos foram detectadas em 76,7% dos EIAs, seguido de medidas preventivas de assoreamento (53,3%) e de preventivas de movimentos de massa (33,3%), conforme Quadro 10. Verifica-se que as medidas corretivas foram pouco propostas, sendo que os maiores percentuais registrados foram de erosão e assoreamento, ambos com 20%. Também foi identificado que não foram propostas medidas mitigadoras para processos de subsidência/colapso, inundação, processos costeiros e outros processos. Das medidas mitigadoras apresentadas, as associadas aos processos erosivos foram as de maior ocorrência, seguido dos processos de assoreamento e de movimentos de massa, seguindo a tendência dos dados apresentados no Quadro 9. Verifica-se também que, as medidas mitigadoras de caráter preventivo são de maior ocorrência que as de caráter corretivo. Também, de acordo com a análise realizada, identifica-se que as medidas mitigadoras são apresentadas, principalmente, na forma de medidas isoladas e secundariamente na forma de programas ambientais (Quadro 11).

Destaca-se que, 6 amostras (20%) não apresentaram nenhuma medida mitigadora associada aos processos de dinâmica superficial. Deste total, 5 amostras não apresentaram impactos ambientais associados aos processos de dinâmica superficial e 1 amostra possui impactos ambientais relacionados a estes processos, porém não apresentou medidas mitigadoras associadas. Estas 6 amostras representam 20% dos EIAs de projetos urbanísticos pesquisados.

A proposição de medidas mitigadoras eficientes é importante para a análise da viabilidade ambiental de um empreendimento, pois relata como o empreendedor pretende gerir os impactos

Quadro 10 – Características das medidas mitigadoras.

Processos de Dinâmica Superficial	Tipo de Medidas mitigadoras											
	Preventivas						Corretivas					
	Sim		Não		Total		Sim		Não		Total	
	N.º	%	N.º	%	N.º	%	N.º	%	N.º	%	N.º	%
Erosão	23	76,7	7	23,3	30	100,0	6	20,0	24	80,0	30	100,0
Assoreamento	16	53,3	14	46,7	30	100,0	6	20,0	24	80,0	30	100,0
Movimentos de Massa	10	33,3	20	66,7	30	100,0	2	6,7	28	93,3	30	100,0
Subsidência / Colapso	0	0,0	30	100,0	30	100,0	0	0,0	30	100,0	30	100,0
Inundação	0	0,0	30	100,0	30	100,0	0	0,0	30	100,0	30	100,0
Processos Costeiros	0	0,0	30	100,0	30	100,0	0	0,0	30	100,0	30	100,0
Outros Processos	0	0,0	30	100,0	30	100,0	0	0,0	30	100,0	30	100,0

Quadro 11 – Características das medidas mitigadoras.

Processos de Dinâmica Superficial	Forma de Apresentação							
	Medidas Isoladas		Programas Ambientais		Não Apresentado		Total	
	N.º	%	N.º	%	N.º	%	N.º	%
Erosão	17	56,7	6	20,0	7	23,3	30	100,0
Assoreamento	12	40,0	5	16,7	13	43,3	30	100,0
Movimentos de Massa	8	26,7	2	6,7	20	66,7	30	100,0
Subsidência / Colapso	0	0,0	0	0,0	30	100,0	30	100,0
Inundação	0	0,0	0	0,0	30	100,0	30	100,0
Processos Costeiros	0	0,0	0	0,0	30	100,0	30	100,0
Outros Processos	0	0,0	0	0,0	30	100,0	30	100,0

ambientais previstos no seu futuro negócio. Conforme apresentado, observou-se um percentual de 16,6% dos EIAs sem impactos associados a processos de dinâmica superficial, enquanto 20% não apresentaram medidas mitigadoras para estes mesmos impactos. Considerando que todos os empreendimentos urbanísticos, com raríssimas exceções, necessitam de atividades de terraplenagem para sua implantação, avalia-se que nessas amostras a avaliação de impactos associadas aos processos de dinâmica superficial e sua consequente proposição de medidas mitigadoras pode ter sido deficitária.

Diversos autores comentam sobre a importância das medidas mitigadoras, entre eles Ab'Saber (2006) cita que a avaliação de impactos consiste em um processo complexo, que deve considerar todos os sistemas impactáveis que se sobrepõem e se entrecruzam. As variações de métodos e formas de percepção das variáveis têm que ser consideradas de modo rigoroso. Pois a relação entre os fatores ambientais e os sistemas impactados apresenta variabilidade infinita, portanto a necessidade da proposição das medidas mitigadoras. Sanchéz e Gallardo (2005) citam que a efetividade da avaliação de impacto ambiental depende basicamente da implantação total de medidas de mitigação e de gestão com custo eficiente, para prevenir a degradação ambiental significante.

3.3.3 – Programas de monitoramento

De acordo com a premissa do método, somente foram estudadas características específicas: processos de dinâmica superficial associados aos programas de monitoramento, indicadores e padrões de gestão. Nos dados apresentados no Quadro 12, o processo erosivo foi o que apresentou maior percentual de ocorrência nos programas de monitoramento (43,3%). Identificou-se que um grande número de EIAs, no total de 17 (56,7%), que não apresentou nenhum programa de monitoramento associado aos processos de dinâmica superficial. Deste total, 6 amostras estão associados aos que não apresentaram medidas mitigadoras associadas. Portanto, 11 amostras (36,7%) apresentaram impactos ambientais relacionados com processos de dinâmica superficial, medidas mitigadoras associadas, contudo, não apresentaram os respectivos programas de monitoramento. O total de 17 amostras equivale a 56,7% das amostras analisadas.

Quadro 12 – Características dos programas de monitoramento.

Processos de Dinâmica Superficial	Monitoramento					
	Sim		Não		Total	
	N.º	%	N.º	%	N.º	%
Erosão	13	43,3	17	56,7	30	100,0
Assoreamento	11	36,7	19	63,3	30	100,0
Movimentos de Massa	8	26,7	22	73,3	30	100,0
Subsidências / Colapsos	0	0,0	30	100,0	30	100,0
Inundação	0	0,0	30	100,0	30	100,0
Processos Costeiros	0	0,0	30	100,0	30	100,0
Outros Processos	0	0,0	30	100,0	30	100,0

Considerando que a erosão é o processo com maior ocorrência na população amostral, e verificando que 56,7% dos EIAs não apresentam programas de monitoramento que não contemplam processos erosivos, identifica-se que mais da metade das amostras não apresentam este tipo de ações para este processo. Deste modo, verifica-se que a maioria dos EIAs não contempla procedimentos de monitoramento dos processos de dinâmica superficial em seus respectivos programas. Outro aspecto relevante é que nenhuma das amostras analisadas apresentou indicadores ambientais para os programas de monitoramento (Quadro 13), ou seja, em nenhum dos EIAs foram relacionados índices visando mensurar a evolução do processo, como número de processos por área, volume de material erodido, entre outros. Verificou-se também uma baixa ocorrência de programas de monitoramento que apresentaram padrões de gestão, sendo identificados em somente 1 amostra, para os processos de erosão, assoreamento e movimentos de massa, representando somente 3,3% da população amostral. Os padrões de gestão no programa de monitoramento representam o estabelecimento de medidas como: periodicidade, metas, responsabilidades, entre outros.

O monitoramento ambiental dos impactos ambientais é tão importante quanto as medidas mitigadoras para a análise da viabilidade ambiental de um empreendimento. Morrison-Saunders *et al.* (2007), abordando o acompanhamento da AIA (no qual insere-se o monitoramento ambiental), acredita que esse processo é essencial para determinar os resultados de uma AIA, pois seus objetivos são também de minimizar as conseqüências negativas e maximizar as positivas. Marshall *et al.* (2005) citam que o acompanhamento da AIA não proporciona somente informações sobre as conse-

qüências das atividades como elas ocorrem, também proporciona aos empreendedores e órgãos ambientais de controle a oportunidade de implantar medidas para mitigar ou prevenir efeitos negativos no meio ambiente. Destaca-se também a importância dos dados de monitoramento ambiental, que podem ser utilizados no aprimoramento dos planos de gestão ambiental dos empreendimentos. Slinger *et al.* (2005), a partir de dados de monitoramento, revisaram o plano de gestão ambiental, que inicialmente se apresentava rudimentar, em um empreendimento de barragem localizado na África do Sul.

Quadro 13 – Características dos programas de monitoramento.

Processos de Dinâmica Superficial	Indicadores Ambientais						Padrão de Gestão					
	Sim		Não		Total		Sim		Não		Total	
	N.º	%	N.º	%	N.º	%	N.º	%	N.º	%	N.º	%
Erosão	0	0,0	30	100,0	30	100,0	1	3,3	29	96,7	30	100,0
Assoreamento	0	0,0	30	100,0	30	100,0	1	3,3	29	96,7	30	100,0
Movimentos de Massa	0	0,0	30	100,0	30	100,0	1	3,3	29	96,7	30	100,0
Subsidências / Colapsos	0	0,0	30	100,0	30	100,0	0	0,0	30	100,0	30	100,0
Inundação	0	0,0	30	100,0	30	100,0	0	0,0	30	100,0	30	100,0
Processos Costeiros	0	0,0	30	100,0	30	100,0	0	0,0	30	100,0	30	100,0
Outros Processos	0	0,0	30	100,0	30	100,0	0	0,0	30	100,0	30	100,0

3.4 – Principais considerações sobre os resultados

Os EIAs/Rimas de projetos urbanísticos caracterizam-se como o terceiro maior grupo (11,4%), entre os tipos de empreendimento, no período entre 1986 e 2007, considerando todos os tipos de empreendimento identificados. Também foi um dos que apresentaram maior regularidade, considerando a distribuição cronológica no período analisado.

A população amostral abrangeu um total de 32 indivíduos, porém para 2 amostras os resultados da aplicação da ficha de análise técnica não puderam ser tabulados devido a estrutura apresentada nestes estudos. Deste modo, os resultados são baseados em uma população amostral de 30 estudos ambientais.

Os impactos ambientais desses EIAs/Rimas foram analisados, inicialmente, do ponto de vista de suas naturezas e meio associado. Esses impactos também foram analisados considerando as diferentes fases dos empreendimentos. Diante deste cenário, destacam-se:

- Total de Impactos Ambientais (Todas as fases do empreendimento)
  - Predominam os impactos ambientais de natureza negativa (66,9%);
  - Os associados ao meio socioeconômico são os que apresentam a maior ocorrência (41,1%), enquanto que os impactos ambientais relacionados ao meio físico representam 39,5%, também considerando a quantidade total descrita em cada estudo ambiental;
  - Considerando somente os impactos ambientais associados ao meio físico, há a predominância dos de natureza negativa, representado por 90,2%.

• Fase de Planejamento

  – Não foram identificados impactos ambientais associados ao meio físico nesta fase do empreendimento;

  – Ressalta-se que em somente 1 amostra foi identificado impacto ambiental para a fase de planejamento, associado ao meio socioeconômico. Nas demais amostras foram consideradas somente fases de implantação e operação;

• Fase de Implantação

  – Também predominam os impactos ambientais de natureza negativa (78,6%), considerando somente as amostras que apresentaram a avaliação de impactos ambientais classificada por fases do empreendimento;

  – Os impactos ambientais associados ao meio físico são predominantes (44,4%), seguido os relacionados ao meio socioeconômico (28,8%);

  – Considerando somente os impactos ambientais do meio físico, estes são essencialmente de natureza negativa (92,8%), também considerando somente as amostras que apresentaram classificação por fases do empreendimento;

• Fase de Operação

  – Predominam os impactos ambientais de natureza negativa (50,7%), seguido dos de natureza positiva (44,0%), considerando somente os estudos ambientais que apresentaram classificação de impactos por fases do empreendimento;

  – Os associados ao meio socioeconômico são os que apresentam a maior ocorrência (53,9%), enquanto que os impactos ambientais relacionados ao meio físico representam 28,2%;

  – Considerando somente os impactos ambientais associados ao meio físico, novamente, há a predominância dos de natureza negativa, representado por 78,8%, considerando também somente os EIAs que apresentaram classificação por fases do empreendimento.

Diante destas informações, são apresentadas considerações sobre os EIAs de projetos urbanísticos:

• Os EIAs de projetos urbanísticos, no estado de São Paulo, apresentam predominantemente impactos ambientais de natureza negativa, quer seja do ponto vista dos impactos totais, da fase de implantação ou da fase de operação.

• Os impactos ambientais associados ao meio físico são predominantes (44,4%) na fase de implantação dos empreendimentos, reconhecida como a fase que mais concentra impactos negativos (78,6%). Na fase de implantação dos impactos relacionados ao meio físico são predominantemente negativos (92,8%);

• Portanto, diante das informações sobre a representatividade dos impactos ambientais do meio físico, verifica-se que o seu estudo, e das suas respectivas medidas mitigadoras e programas de monitoramento, nos EIAs de projetos urbanísticos, é de grande relevância para subsidiar a análise da viabilidade ambiental desses empreendimentos, podendo gerar conseqüentemente melhores condições para a melhoria da sustentabilidade de um empreendimento.

• Ressalta-se que, apesar da predominância da ocorrência de impactos ambientais associados ao meio físico na fase de implantação, não significa que estes sejam os mais relevantes na análise da viabilidade ambiental do empreendimento. Há que se considerar os impactos ambientais associados aos outros meios de forma integrada, e que cada empreendimento está

inserido em um contexto ambiental distinto. Porém, pode-se afirmar que o estudo ambiental destes impactos ambientais do meio físico são indispensáveis para a análise da viabilidade ambiental de um empreendimento.

Com relação às medidas mitigadoras, nos EIAs, estas estão baseadas nos impactos ambientais identificados para cada empreendimento, pois prevêem ações para atenuar os efeitos de um impacto ambiental, ou mesmo evitar a sua instalação. Deste modo, também é verificada a existência de uma relação direta entre estas duas variáveis nos EIAs analisados.

Nos programas de monitoramento podem ser preconizadas ações que visam o acompanhamento das eficiências das medidas mitigadoras, compensatórias ou potencializadoras. Contudo, nesses programas também podem ser definidas atividades com o objetivo de acompanhar a evolução dos impactos ambientais previstos. Nesse sentido, verifica-se que pode haver uma relação dos programas de monitoramento com as medidas mitigadoras e com os impactos ambientais previstos. No Quadro 14 é apresentado o resumo das principais ocorrências de impactos ambientais, medidas mitigadoras e programas de monitoramento. Cabe salientar que esses dados são cumulativos, isto é, nos 80% de EIAs que apresentam impactos associados a processos erosivos, também estão inclusos estudos ambientais que também apresentam impactos ambientais associados a processos de assoreamento e movimentos de massa, por exemplo.

Quadro 14 – Ocorrência de impactos ambientais, medidas mitigadoras e programas de monitoramento.

Processo de Dinâmica Superficial	Impactos Ambientais	Medidas Mitigadoras Preventivas	Medidas Mitigadoras Corretivas	Ações de Monitoramento
Erosão	80,0%	76,7%	20,0%	43,3%
Assoreamento	60,0%	53,3%	20,0%	36,7%
Movimentos de Massa	36,7%	33,3%	6,7%	26,7%
Subsidência / Colapso	3,3%	0,0%	0,0%	0,0%
Inundação	3,3%	0,0%	0,0%	0,0%
Processos Costeiros	0,0%	0,0%	0,0%	0,0%
Outros Processos	0,0%	0,0%	0,0%	0,0%

Também destacam-se as características principais, do total de 30 amostras analisadas:

- 96,7% apresentaram informações sobre as unidades geológicas e respectivos diagnósticos ambientais;
- 83,4% apresentaram impactos ambientais relacionados aos processos de dinâmica superficial;
- 80,0% apresentaram medidas mitigadoras associadas aos processos de dinâmica superficial;
  - A maioria das medidas mitigadoras foram propostas na forma de medidas isoladas e não na forma de programas ambientais;
- 43,4% apresentaram ações de monitoramento ambiental relacionados aos processos de dinâmica superficial.
  - 0% dos EIAs apresentaram indicadores para os monitoramentos ambientais e somente uma amostra apresentou padrões de gestão.

Diante destas informações, são apresentadas considerações sobre os EIAs analisados:

- Apesar da aparente relação entre os percentuais de ocorrência de unidades geológicas e os de ocorrência de impactos ambientais associados aos processos de dinâmica superficial, não é possível determinar categoricamente a relação destas duas variáveis nos estudos ambientais analisados. Como as unidades geológicas, utilizadas na presente pesquisa, são classificadas em classes abrangentes (unidades macro como bacia sedimentar e embasamento cristalino), não foi possível a correlação de acordo com características específicas de cada litologia.
  Para a determinação desta relação, seria necessária a adoção de unidades geológicas mais detalhadas (como grupos ou formações, complexos, entre outros), considerando características que condicionam a ocorrência dos processos de dinâmica superficial. Porém, neste estudo para projetos urbanísticos, em virtude do tamanho da população amostral, não foi possível a adoção deste nível de detalhamento para as unidades geológicas.
- Analisando-se especificamente os processos de dinâmica superficial, no contexto dos impactos ambientais, verifica-se a ocorrência de 80,0% de processos erosivos e 60% de assoreamentos. Considera-se, neste caso, que estes dois processos estão intrinsecamente relacionados. Pois, para um mesmo empreendimento (ou conjunto de atividades potencialmente causadoras de significativa degradação), um assoreamento será instalado a partir de uma erosão originada pelo mesmo empreendimento.
  Este fato indica que os assoreamentos podem não estar sendo considerados como uma conseqüência dos processos erosivos (pelo menos em 20% das amostras) pelos elaboradores dos EIAs/Rimas. Pode refletir também outro aspecto, menos provável, a inexistência de corpos d'água na área de influência direta desses processos.
- Analisando-se, conjuntamente, impactos ambientais e as medidas mitigadoras, verifica-se uma relação direta entre estas duas variáveis. Enquanto, 83,4% das amostras apresentam impactos associados aos processos de dinâmica superficial, 80% dessas apresentam medidas mitigadoras preventivas relacionadas. Portanto, para estes EIAs/Rimas, pode-se afirmar que seus elaboradores (empresas de consultoria ambiental), adotaram a premissa de propor medidas mitigadoras para os impactos ambientais associados aos processos de dinâmica superficial.
- Cabe ressaltar a baixa incidência de medidas mitigadoras corretivas nos estudos ambientais analisados (20% para erosões e assoreamentos). Este dado reflete pouca preocupação das empresas de consultoria ambiental para as situações em que as medidas preventivas não são eficientes para determinado impacto ambiental. As medidas mitigadoras devem considerar os aspectos corretivos, até como forma de contingência do processo.
- As informações sobre os programas de monitoramento indicam que somente 43,4% dos EIAs apresentaram atividades de monitoramento ambiental associados a processos de dinâmica superficial. Significa que menos da metade dos EIAs/Rimas que preconizaram medidas mitigadoras relacionadas a esses processos, também os preconizaram para os programas de monitoramento. Esta informação reflete que, dentro da população amostral, a relevância atribuída as medidas mitigadoras para esses processos, não é a mesma atribuída aos programas ambientais.
- Também salienta-se que só foram propostas medidas de monitoramento ambiental para os processos de erosão (20%), assoreamento (20%) e movimentos de massa (6,7%).
- A inexistência de programas de monitoramento que apresentassem padrões de gestão ou indicadores ambientais, também revela que não foi atribuída relevância aos aspectos de gestão destes programas de monitoramento.

- Não se identifica, nos EIAs analisados, uma tendência de apresentar as medidas mitigadoras e os programas de monitoramento na forma de programas ambientais estruturados, de forma a propiciar uma melhor implantação das atividades.

Analisando a distribuição cronológica destes EIAs/Rimas que não apresentam estas informações (Quadro 15), verificam-se que estes ocorrem com maior freqüência nos primeiros 7 anos do período analisado, de 1987 a 1993. Também salienta-se que desde o ano de 1998 não ocorrem EIAs/Rimas sem impactos ambientais associados aos processos de dinâmica superficial. E desde o ano de 2005 não ocorrem EIAs/Rimas sem medidas mitigadoras associados aos processos de dinâmica superficial. Também cabe ressaltar a existência de períodos sem o registro de amostras com ausência de impactos ambientais, medidas mitigadoras e/ou programas de monitoramento associados aos processos de dinâmica superficial, é o caso dos anos de 1994, 1999, 2002 a 2004 e

Quadro 15 – Distribuição cronológica dos EIAs/Rimas que não apresentam impactos ambientais, medidas mitigadoras e/ou programas de monitoramento associados aos processos de dinâmica superficial.

Anos	Ausência de Impactos Ambientais, Medidas Mitigadorase Programas de Monitoramento	Ausência de Medidas Mitigadoras e Programas de Monitoramento	Ausência de Programas de Monitoramento
1987	0	0	1
1988	2	0	0
1989	1	0	2
1990	0	0	1
1991	0	0	0
1992	1	0	1
1993	0	0	1
1994	0	0	0
1995	0	0	0
1996	0	0	0
1997	0	0	0
1998	1	0	2
1999	0	0	0
2000	0	0	0
2001	0	0	2
2002	0	0	0
2003	0	0	0
2004	0	0	0
2005	0	1	0
2006	0	0	1
2007	0	0	0
TOTAIS	5	1	11

2007. Conforme constatado nos dados apresentados, verifica-se uma evolução na abordagem dos processos de dinâmica superficial nos EIAs/Rimas de projetos urbanísticos, no período analisado, uma vez que constata-se ao longo do período cada vez menos estudos ambientais com a ausência de impactos ambientais, medidas mitigadoras e programas ambientais.

3.5 – Recomendações para a elaboração de EIAs/Rimas

Diante das informações apresentadas neste estudo, foram formuladas recomendações para subsidiar a elaboração da avaliação de impactos ambientais e proposição das medidas mitigadoras e programas de monitoramento para EIAs/Rimas de projetos urbanísticos, todas associadas aos processos de dinâmica superficial. São estas:

- Considerar sempre as características das unidades geológicas na avaliação dos impactos ambientais associados aos processos de dinâmica superficial, principalmente de modo a identificar possíveis ocorrências dos processos menos comuns, como subsidências / colapsos, inundações, processos costeiros e outros processos. Caso disponível, consultar Cartas Geotécnicas para verificar a suscetibilidade da região aos processos de dinâmica superficial. No caso específico do estado de São Paulo há várias publicações que abordam este tema. Também considerar as características geomorfológicas, pedológicas e geotécnicas, mesmo que não abordados diretamente no presente estudo;

- Para os processos de dinâmica superficial, priorizar sempre a preconização de medidas mitigadoras preventivas, que atenuem o efeito dos impactos ambientais e/ou que possam evitá-los. Porém, sempre preconizar também medidas mitigadoras corretivas, formalizando, deste modo, um protocolo de ações a serem executadas, caso haja a instalação dos processos;

- Preconizar sempre as ações de monitoramento para as medidas de mitigadoras e para os impactos ambientais associados aos processos de dinâmica superficial. Mesmo diante da premissa de propor ações somente para impactos ambientais significativos, diferentemente de outros de tipos de impactos ambientais do meio físico, os associados aos processos de dinâmica superficial podem se iniciar incipientes e posteriormente tornarem-se de grande relevância;

- Apresentar as medidas mitigadoras e programas de monitoramento sob a estrutura de programas ambientais, considerando padrões de gestão e indicadores de monitoramento. Os padrões de gestão podem assegurar uma gestão mais eficiente das ações preconizadas, enquanto os indicadores ambientais podem sinalizar o momento de deflagração das ações emergenciais, caso os indicadores alcancem determinados níveis. Estas ações são muito importantes pois geram informações que podem subsidiar a melhoria dos programas ambientais;

- Propor para as fases de implantação e operação, inserida na estrutura dos programas ambientais, ações de análise crítica dos procedimentos técnicos de mitigação e monitoramento. Sugere-se que estas ações de análise crítica, estejam de acordo com os preceitos de ABNT (2006). Neste mesmo contexto, também propor ações de melhoria contínua, de acordo com ABNT (2004), com o objetivo de adequar as ações preconizadas com a dinâmica dos processos e com a realidade das atividades do empreendimento;

- Propor nos programas de monitoramento, atividades de vistorias técnicas, utilizando-se a técnica de inspeção visual. Cabe ressaltar que a implantação destas atividades, geralmente, são de custo reduzido (exceto quando necessitam de instrumentação), de modo que não impactam substancialmente os investimentos dos empreendimentos, pois necessitam basica-

mente de mão-de-obra treinada. De acordo com Ridente (2008), investigando sobre monitoramento ambiental para processos erosivos em empreendimentos rodoviários, foi diagnosticado que 38% dos especialistas consultados consideram a vistoria técnica o melhor recurso no monitoramento ambiental.

4 – CONSIDERAÇÕES FINAIS

De acordo com os dados apresentados nesta pesquisa, foi possível verificar o aprimoramento contínuo da qualidade da abordagem dada aos processos de dinâmica superficial relacionados aos impactos ambientais, medidas mitigadoras e programas de monitoramento, nos EIAs/Rimas de projetos urbanísticos apresentados para a SMA, no período entre 1987 e 2007.

Verificou-se que a concentração de EIAs/Rimas que não apresenta este tipo de informação, ocorre com maior freqüência nos primeiros 7 anos do período analisado, de 1987 a 1993. Também salienta-se que desde o ano de 1998 não ocorrem EIAs/Rimas sem impactos ambientais associados aos processos de dinâmica superficial. E que desde o ano de 2005 não ocorrem EIAs/Rimas sem medidas mitigadoras associados aos processos de dinâmica superficial. Também foi constatada a existência de períodos sem o registro de EIAs/Rimas com ausência destas informações, é o caso dos anos de 1994, 1999, 2002 a 2004 e 2007. Portanto, verificou-se que ao longo do período analisado é constatado um crescente aprimoramento da qualidade técnica dos EIAs/Rima de projetos urbanísticos analisados, com relação aos impactos ambientais, medidas mitigadoras e programas de monitoramento associados aos processos de dinâmica superficial. O número de EIAs/Rimas que não apresentam estas informações decresce ao longo do período analisado.

Considerando que a análise dos EIAs/Rimas de projetos urbanísticos, constatou o aprimoramento da qualidade técnica na abordagem dos processos de dinâmica superficial relacionados aos impactos ambientais, medidas mitigadoras e programas de monitoramento, no período de 1987 a 2007, que também foram identificadas as lacunas para o aprimoramento técnico destes estudos ambientais, e que a partir desta constatação e de todos os resultados obtidos com esta pesquisa, também foi possível a elaboração de recomendações para a aplicação na elaboração de futuros EIAs/Rimas de projetos urbanísticos no estado de São Paulo, constata-se que o presente estudo atingiu seu objetivo.

Também de acordo com os dados apresentados nesta pesquisa, verificam-se algumas lacunas do conhecimento relacionadas ao tema deste estudo, que podem ser exploradas por futuras pesquisas. Estas lacunas são:

- Análise dos dados técnicos (diagnóstico ambiental, avaliação de impacto ambiental, medidas mitigadoras e programas de monitoramento) apresentados em EIAs/Rimas, do ponto de vista científico;

- Detalhamento da relação entre as unidades geológicas e os impactos ambientais associados aos processos de dinâmica superficial, além de suas respectivas medidas mitigadoras e programas de monitoramento. O avanço no conhecimento científico da relação entre essas variáveis pode demonstrar métodos mais eficazes e menos custosos de elaboração de EIAs/Rimas. Esta análise deverá ser realizada considerando uma população amostral maior do que a considerada nesta pesquisa, agrupando, por exemplo, os EIAs/Rimas em empreendimentos lineares e não-lineares;

- Análise da relação entre os impactos ambientais associados aos processos de dinâmica superficial e os compartimentos geomorfológicos, pedológicos e geotécnicos apresentados nos EIAs/Rimas;

- Análise da distribuição dos tipos de empreendimentos (minerários, projetos urbanísticos, agroindústria, entre outros), detalhando a relação da apresentação destes estudos ambientais com outras variáveis socioeconômicas. A maior incidência de EIAs/Rimas no órgão ambiental, de um determinado empreendimento, pode estar relacionada com conjunturas econômicas e/ou legais, por exemplo;
- Análise cronológica do grau de detalhamento das informações apresentadas nos EIAs/Rimas, verificando os avanços técnicos adquiridos na elaboração destes estudos ambientais, bem como as tendências de aprimoramento na elaboração desses estudos. Verificando essa tendência crescente de aumento no detalhamento das informações exigidas, pode-se verificar se a elaboração de um EIA/Rima se tornará demasiada complexa, em função da quantidade e qualidade das informações. Em suma, o aumento da exigência sobre o detalhamento das informações solicitadas, sempre se refletirá em ganhos para a melhoria da qualidade técnica da avaliação de impactos ambientais, proposição de medidas mitigadoras e de programas ambientais?

Cabe ressaltar que os EIAs/Rimas são documentos técnicos que contém uma grande variedade de informações, as quais podem ser utilizadas em várias pesquisas científicas, como também pelos proprietários dos empreendimentos urbanísticos, de modo a potencializar a gestão destes negócios.

De acordo com Ab'Saber (2006), "o processo de prever impactos é mais do que uma ciência, já que envolve combinações diferenciadas de campos do conhecimento; tendo ainda uma vinculação total com a ética", e como pode ser observado por meio da análise dos dados apresentados neste estudo, verifica-se a complexidade do tema de EIAs/Rimas. Porém com o avanço do conhecimento científico sobre este tema é possível contribuir para o aprimoramento na elaboração dos EIAs/Rimas de projetos urbanísticos e de demais tipos de empreendimentos. Portanto, é fundamental a realização de pesquisas científicas nesta área do conhecimento, de modo a proporcionar o avanço no conhecimento científico para a elaboração de EIAs/Rimas no Brasil.

5 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Ab'Saber, A.N.; Müller-Platenberg, C. (2006). *Prefácio.* In: Müller-Plantenberg, C.; Ab'saber, A. (Orgs.). Previsão de Impactos: O Estudo de Impacto Ambiental no Leste, Oeste e Sul. Experiências no Brasil, Rússia e Alemanha. 2.ª ed. 2.ª reimpressão. São Paulo: Edusp. Prefácio, pp. 15-19.

Ab'Saber, A.N. (2006). *Bases conceptuais e papel do conhecimento na previsão de impactos.* In: Müller-Plantenberg, C.; Ab'saber, A. (Orgs.). Previsão de Impactos: O Estudo de Impacto Ambiental no Leste, Oeste e Sul. Experiências no Brasil, Rússia e Alemanha. 2.ª ed. 2.ª reimpressão. São Paulo: Edusp. Capítulo 1, pp. 27-50.

ABNT NBR (2006). *ISO 9000: Sistemas de gestão da qualidade* — Fundamentos e vocabulário. Associação Brasileira de Normas Técnicas. Rio de Janeiro.

ABNT NBR (2004) *ISO 14001: Sistemas de Gestão Ambiental – Requisitos com orientações para uso.* Associação Brasileira de Normas Técnicas. Rio de Janeiro.

Akiossi, A. (2010). *Análise da Abordagem dos Processos de Dinâmica Superficial em EIAs/Rimas de Projetos Urbanísticos no Estado de São Paulo, no período de 1987 a 2007,* 185 p. Tese de Doutorado em Geociências e Meio Ambiente – Universidade Estadual Paulista "Júlio de Mesquita Filho" – Unesp, Instituto de Geociências e Ciências Exatas (IGCE), Rio Claro-SP.

Bitar, O.Y. (2004). *Meio Ambiente & Geologia.* 1.ª ed. São Paulo: Senac.

Bitar, O.Y.; Ortega, R.D. (1998). *Gestão Ambiental.* In: Oliveira, A.M.S.; Brito, S.N.A. (Org.). Geologia de Engenharia. 1.ª ed. São Paulo: ABGE. Cap. 32, pp. 499-508.

Brasil (1988). *Constituição (1988).* Capítulo VI – Do Meio Ambiente. Disponível em: <http://www.senado.gov.br/sf/legislacao/const/>. Acesso em 19. março. 2008.

Brasil (1986). Ministério do Meio Ambiente. *Resolução Conama n.º 001, de 23 de Janeiro de 1986.* Dispõe sobre critérios básicos e diretrizes gerais para a avaliação de impacto ambiental. Disponível em: <http://www.mma.gov.br/port/conama/legiabre.cfm?codlegi=23>. Acesso em: 28.out.2008.

Cerri, L.E.S.; Akiossi, A.; Augusto Filho, O.; Zaine; J.E. (1996). *Cartas e mapas geotécnicos de áreas urbanas: reflexões sobre escalas de trabalho e proposta de elaboração com o emprego do método do detalhamento progressivo.* In: Congresso Brasileiro de Geologia de Engenharia, 8, 1996, Rio de Janeiro. ABGE, 1996. Vol. 2, pp. 537-547.

DAIA. Sobre o DAIA. Departamento de Avaliação de Impacto Ambiental. Disponível em: < http://www.cetesb.sp.gov.br/licenciamentoo/daia/sobre_daia.asp>. Acesso em 27.dez.2008.

Fornasari Filho, N.; Braga, T.O.; Galves, M.L.; Bitar, O.Y; Amarante. A. (1992). *Alterações no meio físico decorrentes de obras de engenharia.* Publicação IPT n.º 1972. São Paulo: Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo (IPT).

Gil, A. C. (2002). *Como elaborar projetos de pesquisa.* 4.ª ed. São Paulo : Atlas.

Infanti Jr., N.; Fornasari Filho, N. (1998). *Processos de Dinâmica Superficial.* In: OLIVEIRA, A.M.S.; BRITO, S.N.A. (Org.). Geologia de Engenharia. 1.ª ed. São Paulo: ABGE. Cap. 9, pp. 131-152.

Ibama (2010). *Ibama em Números.* Instituto Brasileiro do Meio Ambiente e dos Recursos Renováveis. Disponível em: <http://www.ibama.gov.br/wp-content/files/Ibama-em-numeros.pdf>. Acesso em 09.jul.2010.

IPT (1981). *Mapa geológico do Estado de São Paulo - Escala 1:500.000.* Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo S/A. São Paulo. 1981. 2v. Publicação IPT n.º 1.184.

Maglio, I.C. (1991). *A política ambiental e o desenvolvimento.* Ambiente, v. 5, n.º 1, pp. 41 – 46.

Marshall, R.; Arts, J.; Morrison-Saunders, A. (2005). *International principles for best practice EIA follow-up.* Impact Assessment and Project Appraisal, v. 23, n.º 3, p. 175-181.

Milaré, E. (2006). *Estudo Prévio de Impacto Ambiental no Brasil.* In: Müller-Plantenber, C.; Ab'Saber, A.N. (Org.). Previsão de Impactos: O Estudo de Impacto Ambiental no Leste, Oeste e Sul. Experiências no Brasil, Rússia e Alemanha. 2.ª ed. São Paulo: Edusp. Cap. 2, pp. 51-84.

Morrison-Saunders, A.R.; Marshall, R.; Arts, J. (2007). *EIA follow-up international best practice principles.* Special Publication Series n.º 6. Fargo, USA : International Association for Impact Assessment (IAIA).

Prado Filho, J. F.; Souza, M.P. (2004). *O licenciamento ambiental da mineração no Quadrilátero Ferrífero de Minas Gerais – Uma análise da implementação de medidas de controle ambiental formuladas em EIAs/Rimas.* Revista Engenharia Sanitária e Ambiental, v. 9, n.º 4, pp. 343-349.

Ridente Junior, J.L.C. (2008). *Análise da utilização de cartas geotécnicas em diferentes escalas para a gestão ambiental de rodovia em operação,* 182 p. Tese de Doutorado em Geociências e Meio Ambiente – Universidade Estadual Paulista "Júlio de Mesquita Filho" – Unesp, Instituto de Geociências e Ciências Exatas (IGCE), Rio Claro-SP.

Ronza, C. (1998). *A Política de meio ambiente e as contradições do Estado: a avaliação de impacto ambiental em São Paulo,* 108 p. Dissertação de Mestrado em Política Científica e Tecnológica – Universidade Estadual de Campinas – Unicamp, Instituto de Geociências, Campinas -SP. 1998.

Sánchez, L.E.; Gallardo, A.L.C. (2005). *On the successful implementation of mitigation measures.* Impact Assessment and Project Appraisal, v. 23, n.º 3, pp. 182-190.

Santos, A.R. (2002). *Geologia de engenharia: conceitos, método e prática.* 1.ª ed. São Paulo: ABGE / IPT.

Slinger, J.H.; Huizinga, P.; Taljaard, S.; Niekerk, L.V.; Enserink, B. (2005). *From impact assessment to effective management plans: learning from the Great Brak Estuary in South Africa.* Impact Assessment and Project Appraisal, v. 23, n.º 3, pp. 197-204.

4º Seminário Português sobre Geossintéticos

Local e datas

Universidade de Aveiro
22 e 23 de Novembro de 2011

Programa

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

Palestras temáticas:
Haverá quatro palestras sobre os temas principais do seminário.

Engenharia ambiental - Madalena Barroso (LNEC, Portugal)
Geossintéticos em engenharia ambiental: desenvolvimentos recentes em materiais e aplicações.

Engenharia costeira e hidráulica – Adam Bezuijen (Deltares, Holanda)
The use of geotextiles in coastal and hydraulic engineering, revetments and sand filled structures.

Engenharia de transportes - Jörg Klompmaker (BBG Bauberatung Geokunststoffe, Alemanha)
Geogrid reinforced steep Slopes and Base Courses – Prediction and Field Monitoring of Geogrid-Strains and Earth Pressure Distribution.

Estruturas em solo reforçado com geossintéticos – Neil Dixon (University of Loughborough, Inglaterra)
Variability of soil-geosynthetic interface shear strength: Implications for design.

Sessões de apresentação oral de trabalhos a submeter

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

Inscrições / Apoios

Inscrições a preço reduzido: até 30 Setembro 2011
Consultar condições em http://4spgeo.web.ua.pt

Contactos

Página Web: http://4spgeo.web.ua.pt
E-mail: 4spgeo@ua.pt

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

XIII CONGRESSO NACIONAL DE GEOTECNIA
VI CONGRESSO LUSO-BRASILEIRO DE GEOTECNIA

LISBOA, ABRIL DE 2012

XIII CONGRESSO NACIONAL DE GEOTECNIA

LISBOA, PORTUGAL
17 a 20 de Abril de 2012

OBJECTIVOS E ORGANIZAÇÃO

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

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

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

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

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

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

TEMAS

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

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

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

VI CONGRESSO LUSO-BRASILEIRO DE GEOTECNIA

LISBOA, PORTUGAL
16 de Abril de 2012

OBJECTIVOS E ORGANIZAÇÃO

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

O tema do Congresso será «Risco e Segurança.»

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

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

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

TEMAS

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

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

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

DATAS IMPORTANTES

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

2011/10/15 – Emissão do Segundo Boletim.

2011/12/15 – Envio das comunicações.

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

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

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

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

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

INSCRIÇÕES

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

PROFISSIONAIS	Até 2011/12/31	Após 2011/12/31
Sócios SPG ou ABMS[1]	€350	€400
Não sócios	€450	€500
ESTUDANTES	**Até 2011/12/31**	**Após 2011/12/31**
1.º e 2.º ciclo[2]	€50	€75
3.º ciclo	€150	€180

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

CONTACTOS

A correspondência deve ser dirigida para:

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

Os contactos para obtenção de informação são os seguintes:

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

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.

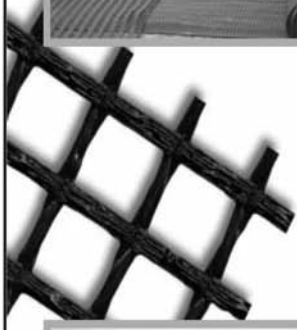
a dst group company

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 Virgilio 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

CENOR®
Consulting Engineers

www.cenor.pt

GEOLOGIA - GEOTECNIA - FISCALIZAÇÃO DE OBRAS GEOTÉCNICAS

BARRAGENS DE ATERRO - OBRAS SUBTERRÂNEAS - ESTRUTURAS DE SUPORTE

FUNDAÇÕES ESPECIAIS - TRATAMENTO DE TERRENOS - GEOMATERIAIS

GRUPO **CENOR**
PORTUGAL, ANGOLA, ARGÉLIA, MARROCOS, ROMÉNIA, TIMOR

CENORGEO - Engenharia Geotécnica, Lda.
Rua das Vigias, 2 . Piso 1 Parque das Nações 1990-506 LISBOA . PORTUGAL
T. +351.218 437 300 **F.** +351.218 437 301 cenorgeo@**cenor.pt**

ISO 9001
BUREAU VERITAS
Certification

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

Certificada ISO 9001 por

BVQi

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

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)

0800 979 3436
www.deltageo.com.br
deltageo@deltageo.com.br
Phone: +55 11 8133 6030
Skype: lcgarab
Radio: 55*7*58920 Nextel
MSN: lcgarab@hotmail.com
208, cj. 65, Capital Federal St., Sumaré
São Paulo SP 01259-010

DeltaGeo Multipurpose Site Investigation Rig 20M

TEIXEIRA DUARTE
ENGENHARIA E CONSTRUÇÕES, S.A.

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

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

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

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

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

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

www.teixeiraduarte.pt

In Situ
GEOTECNIA

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

INVESTIGAÇÕES GEOTÉCNICAS:

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

CONTROLE TECNOLÓGICO DE FUNDAÇÕES:

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

INSTRUMENTAÇÃO DE OBRAS:

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

LABORATÓRIOS DE SOLOS E PAVIMENTO:

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

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

3 **Confiabilidade de estacas cravadas. Estudo de caso com aplicação da teoria Bayesiana**
Eduardo Vidal Cabral, Bernadete Ragoni Danziger, Marcus Pacheco

31 **Evolução no tempo do comportamento mecânico de solos melhorados com cal aérea**
António Viana da Fonseca, Eduardo Castro Neves

49 **Comportamento da escavação da Estação Salgueiros do Metro do Porto**
António Topa Gomes, António Silva Cardoso, Jorge Almeida e Sousa, José Carlos Andrade, Carlos Augusto Campanha

69 **Comportamento de um trecho experimental executado com filer de pedreira**
Marta Pereira da Luz, Lilian Ribeiro de Rezende, Selma Simões de Castro

95 **Processos de dinâmica superficial e os estudos de impacto ambiental (EIAs), no estado de São Paulo, Brasil**
Adriano Akiossi, Leandro Eugênio da Silva Cerri