

113 Julho
2008

GEOTECNIA

Revista Luso-Brasileira de Geotecnia



Sociedade Portuguesa de Geotecnia



Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica



Associação Brasileira de Geologia de Engenharia e Ambiental



DIRECTOR:

António Silva Cardoso, FEUP

DIRECTOR - ADJUNTO:

Newton Moreira de Souza, UnB

COMISSÃO EXECUTIVA:

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

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

COMISSÃO EDITORIAL 2007-2008

A. Gomes Coelho, Lisboa
A. Gomes Correia, U. Minho, Guimarães
A. J. Correia Mineiro, Lisboa
A. Pinto da Cunha, LNEC, Lisboa
Adriano Virgílio Damiani Bica, UFRGS, Porto Alegre
Alberto Garrido, TG7, Porto
Anna Laura L. da Silva Nunes, UFRJ, Rio de Janeiro
António Cardoso, FEUP, Porto
António Pinelo, IEP, Almada
António Veiga Pinto, LNEC, Lisboa
Benedito S. Bueno, USP, São Carlos
C. Dinis da Gama, IST, Lisboa
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
F. Peres Rodrigues, Enarco, 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
H. Novais Ferreira, LECM, Macau
J. Barreiros Martins, Braga
J. Castel-Branco, Lisboa
J. de Oliveira Campos, UNESP, São Paulo
J. Delgado Rodrigues, LNEC, Lisboa

J. Ferreira Lemos, FEUP, Porto
J. Moura Esteves, Lisboa
J. Vieira de Lemos, LNEC, Lisboa
José F. T. Jucá, UFPe, Recife
José Mateus de Brito, Cenorgeo, Lisboa
Lindolfo Soares, USP, São Paulo
Luis de Almeida P. Bacellar, UFOP, Ouro Preto
Luiz António Bressani, UFRGS, Porto Alegre
Luiz Ferreira Vaz, Themag, São Paulo
Luiz Nishiyama, UFU, Uberlândia
Luís Ribeiro e Sousa, LNEC, Lisboa
M. Matos Fernandes, FEUP, Porto
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
Osni José Pejón, 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
Silvério Coelho, Teixeira Duarte, Lisboa
Tácio M. Campos, PUC-Rio, Rio de Janeiro
Waldemar Hachich, USP, São Paulo
Wilson Shoji Iyomasa, IPT, São Paulo

 SPG a/c LNEC Av. do Brasil, 101 1700-066 Lisboa, Portugal Tel.: (+351) 21 844 33 21 Fax: (+351) 21 844 30 21 e-mail: spg@lnec.pt http://www.lnec.pt/SPG	 ABMS Av. Prof. Almeida Prado, 532 IPT – Prédio 54 05508-901 São Paulo, Brasil Tel./Fax: (+55.11) 3768 7325 e-mail: abms@abms.com.br http://www.abms.com.br	 ABGE Av. Prof. Almeida Prado, 532 IPT – Prédio 59 05508-901 São Paulo, Brasil Tel.: (+55.11) 3767 4361 Fax: (+55.11) 3719 0661 e-mail: abge@ipt.br http://www.abge.com.br
---	---	---

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

Edição parcialmente subsidiada pelo LNEC, FCT.

Execução gráfica: Impressão na Cor Comum em Portugal.

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

- 5** Caracterização da formação "Areolas da Estefânia" a partir da modelação numérica do ensaio pressiométrico
Pedro Guedes Melo
- 23** Comportamento contrátil de barreiras selantes de solo laterítico arenoso estabilizado
**Otoniel Pereira da Costa
Jair Camacho
José Augusto de Lollo**
- 39** Comportamento de um modelo de laboratório em solo grampeado
**Fagner Alexandre N. de França
Benedito de Souza Bueno**
- 55** Interação de compostos orgânicos volatéis da gasolina com três tipos de solos. Parte I – Desenvolvimento do estudo de retenção
**Celeste Jorge
Cosme R. Moura
M. Lurdes Lopes
António Gomes Coelho**
- 85** Interação de compostos orgânicos volatéis da gasolina com três tipos de solos. Parte II – Simulação laboratorial de descontaminação
**Celeste Jorge
Cosme R. Moura**
- 109** Ensaio de arrancamento de pequeno porte para estudo de reforço de pavimentos
**Julio A. Zambrano Ferreira
Benedito de Souza Bueno
Jorge G. Zornberg**
- 125** Análise estatística multivariada de alterações na rede de drenagem de microbacias hidrográficas
**Eduardo Goulart Collares
José Eduardo Rodrigues
Rogério Pinto Ribeiro**

Editorial

António Silva Cardoso

Director da Revista Geotecnia

Este número da revista é o primeiro após a renovação da componente portuguesa da sua Direcção. O período anterior, iniciado sensivelmente a meio de 2004, foi marcado por alterações profundas, quer ao nível dos fundamentos e objectivos da revista, quer nas questões processuais.

No início de 2007, com o número 109, a revista deixou de designar-se “Geotecnia – Revista da Sociedade Portuguesa de Geotecnia” para passar a ser “Geotecnia – Revista Luso-Brasileira de Geotecnia”. Consequentemente, à Direcção anterior, constituída por Luís Leal Lemos (Director) e por Nuno Guerra e Marília Pereira (Directores Adjuntos), juntaram-se três colegas brasileiros, passando a ser composta do seguinte modo: Director (Luís Leal Lemos), Director Adjunto (Newton Moreira de Souza) e Comissão Executiva (Nuno Guerra, Marília Pereira, Márcio Muniz de Farias e Maria Giovana Parizzi). A Comissão Editorial foi também alargada, ficando definido 2007-2008 como sendo o seu período de actuação.

Esta alteração, conjuntamente com outras, nomeadamente a transformação da revista brasileira “Solos e Rochas” numa revista internacional com a designação “Soils and Rocks” e a organização periódica de reuniões técnico-científicas luso-brasileiras, culmina um processo de colaboração e estreitamento de relações entre a Sociedade Portuguesa de Geotecnia (SPG) e as Associações Brasileiras de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica (ABMS) e de Geologia de Engenharia e Ambiental (ABGE), o qual vai naturalmente prosseguir em prol do desenvolvimento das sociedades e da sua missão de divulgação e de estudo dos temas geotécnicos.

Recentemente, foi introduzido um processo automático de apresentação, revisão e gestão dos artigos, que certamente contribuirá para tornar mais ágil e eficiente a produção da revista.

As transformações ocorridas tiveram como consequência o aumento muito significativo do número de artigos submetidos para publicação na revista – no momento há várias dezenas de artigos em apreciação. Assim, presentemente o aspecto crítico para melhorar o trajecto entre a submissão e a aprovação é o processo de revisão. Para melhorar a garantia de qualidade dos artigos publicados, todos os artigos são enviados a três revisores, podendo ser aceites caso ocorra a anuência de dois deles. Nas situações em que haja que proceder a alterações, por sugestão dos revisores, o processo pode tornar-se demorado. Tendo presente que a revisão crítica dos artigos constitui uma tarefa absolutamente fundamental de garantia de qualidade da revista, a Direcção conta com o empenho da Comissão Editorial e dos outros colegas que colaboram nessa tarefa para tornar mais eficiente esse processo.

Para o início do próximo ano, tendo terminado o mandato da actual Comissão Editorial, está prevista a sua renovação, em moldes que estão em discussão no seio das sociedades.

Esperam os novos membros (portugueses) da Direcção da Geotecnia poder contribuir para uma revista sempre melhor e renovada, na linha do que foi conseguido pela Direcção anterior, a quem se presta as devidas homenagens.

A Direcção da Revista

CARACTERIZAÇÃO DA FORMAÇÃO “AREOLAS DA ESTEFÂNIA” A PARTIR DA MODELAÇÃO NUMÉRICA DO ENSAIO PRESSIOMÉTRICO

Characterization of “Areolas da Estefânia” formation from the numerical modelling of the pressuremeter test

Pedro Guedes de Melo*

RESUMO – Apresenta-se uma metodologia, baseada no método dos elementos finitos, para a modelação numérica do ensaio pressiométrico de Ménard. Pretende-se, com esta metodologia, calibrar modelos de comportamento de solos mais elaborados que os correntemente utilizados no Projecto Geotécnico em Portugal. Para o efeito são realizadas várias análises numéricas de sensibilidade e vários estudos paramétricos procurando, por ajustes progressivos, identificar os valores dos principais parâmetros do modelo que melhor reproduzem as curvas de ensaio. A metodologia é aplicada à caracterização da formação miocénica “Areolas da Estefânia”, sendo utilizados para o efeito vários resultados de ensaios pressiométricos de Ménard realizados em vários locais da cidade de Lisboa. O modelo de comportamento obtido por esta via é comparado com resultados de ensaios realizados na mesma formação com o pressiómetro auto-perfurador de Cambridge. No final discutem-se as principais vantagens e limitações da metodologia apresentada.

SYNOPSIS – A methodology, based on the finite element method, for the numerical modelling of the Ménard pressuremeter test is presented. This methodology aims to allow the calibration of more complex soil models than the ones currently used in geotechnical practice in Portugal. With this purpose, several numerical sensitivity analyses and parametric studies are carried out in order to identify, from progressive adjustments, the values for the main parameters of the soil model that better reproduce the test curves. This methodology is applied to the characterization of the Miocene formation “Areolas da Estefânia”. Several Ménard pressuremeter test curves, obtained for this formation in several places of Lisbon, were used for this purpose. The soil model obtained with this methodology is compared with results obtained, for the same formation, from the Cambridge self boring pressuremeter. In the end the main advantages and limitations of the proposed methodology are analysed.

PALAVRAS CHAVE – Pressiómetro; modelação numérica; Areolas da Estefânia.

1 – INTRODUÇÃO

A generalização da aplicação de programas de cálculo em tensão-deformação no domínio da Geotecnia tem levado ao desenvolvimento de modelos de comportamento dos solos cada vez mais elaborados, que pretendem traduzir, entre outros aspectos, a não linearidade desse comportamento. A caracterização completa destes modelos exige, na maioria dos casos, a realização de campanhas de ensaios de laboratório, para as quais são necessárias amostras de boa qualidade. Para certas formações, a obtenção dessas amostras de boa qualidade é tarefa de grande complexidade. É o caso, por exemplo, das formações sobreconsolidadas ocorrentes na zona de Lisboa.

Em muitas situações, tem-se verificado que a contribuição dos ensaios *in situ* se resume à estimativa de valores dos principais parâmetros de cálculo com base em correlações, muitas vezes definidas para condições geotécnicas particulares.

* Engenheiro Civil, CONSULGEO, Consultores de Geotecnia Lda. E-mail: consulgeo@mail.telepac.pt.

O objectivo do trabalho é a caracterização de modelos de comportamento de solos a partir da modelação numérica de ensaios pressiométricos de Ménard (ensaios MP). Estes ensaios são frequentemente realizados em Portugal para a caracterização de solos mas dos seus resultados são, em regra, apenas estimados valores de módulos de deformabilidade e, em certos casos, tirando partido de algumas correlações, valores de parâmetros de resistência ao corte, conduzindo, deste modo, à caracterização de modelos de comportamento relativamente simples, do tipo elástico linear, perfeitamente plástico. A metodologia proposta visa calibrar modelos de comportamento de solos mais elaborados, recorrendo para o efeito às mesmas curvas de resultados de ensaios MP correntemente utilizadas.

Pretende-se, assim, apresentar uma contribuição no sentido de permitir a adopção, no domínio do Projecto Geotécnico corrente, de modelos de comportamento do solo onde, por exemplo, seja possível ter em conta a não linearidade desse comportamento.

Neste âmbito é caracterizado o comportamento das “Areolas da Estefânia”, formação miocénica ocorrente na região de Lisboa. Para efeitos da modelação numérica, é utilizado o programa de elementos finitos PLAXIS (PLAXIS, 2002), de uso já razoavelmente generalizado no Projecto Geotécnico em Portugal.

Os resultados do modelo numérico calibrado são no final comparados com os resultados obtidos de ensaios realizados com o pressiómetro autoperfurador de Cambridge (ensaio CSBP), reconhecidamente uma das melhores vias para a caracterização deste tipo de formações (nomeadamente na definição do estado de tensão em repouso) mas de custo incomportável para a maioria dos estudos geotécnicos correntes.

2 – MODELAÇÃO NUMÉRICA DO ENSAIO MP

O esquema de modelação adoptado para o ensaio MP é relativamente simples e para o efeito foi utilizado um dos programas mais utilizados em Portugal no Projecto Geotécnico: o programa PLAXIS. Trata-se de um programa baseado no método dos elementos finitos, permitindo, na sua versão mais simples (a 2D), cálculos admitindo estados planos de deformação ou axissimetria, sendo possível a realização de análises em condições não drenadas, drenadas ou envolvendo processos de consolidação. É um programa de cálculo particularmente vocacionado para a resolução de problemas geotécnicos envolvendo processos construtivos mais ou menos complexos.

A modelação do ensaio MP foi feita em axissimetria. A sequência dos passos de cálculo considerados é seguidamente descrita. Após ser instalado o estado de tensão inicial no maciço, é simulada a abertura do furo, tal como na realização do ensaio. Isso foi feito simplesmente removendo os elementos que ocupavam o interior do furo. No caso presente o furo foi simulado como tendo 6cm de diâmetro. Tal como na abertura de um furo para a realização deste tipo de ensaios, também no modelo numérico pode ser necessário evitar o colapso das paredes do furo, sobretudo junto à superfície do terreno. Nestes casos deverá ser prevista no modelo a aplicação de uma tensão sobre as paredes do furo (com um valor máximo próximo da tensão em repouso), que evite esse colapso.

Após a abertura do furo é activada uma tensão uniformemente distribuída nas paredes do furo simulando a pressão de expansão do pressiómetro. Esta pressão é aplicada num troço de furo com 50cm de altura, correspondente à altura do pressiómetro, à profundidade do ensaio realizado.

Com o aumento da pressão em sucessivos passos de cálculo, vão sendo medidos deslocamentos horizontais em 5 pontos da malha situados na parede do furo (ver Figura 1). Estes pontos, ali-

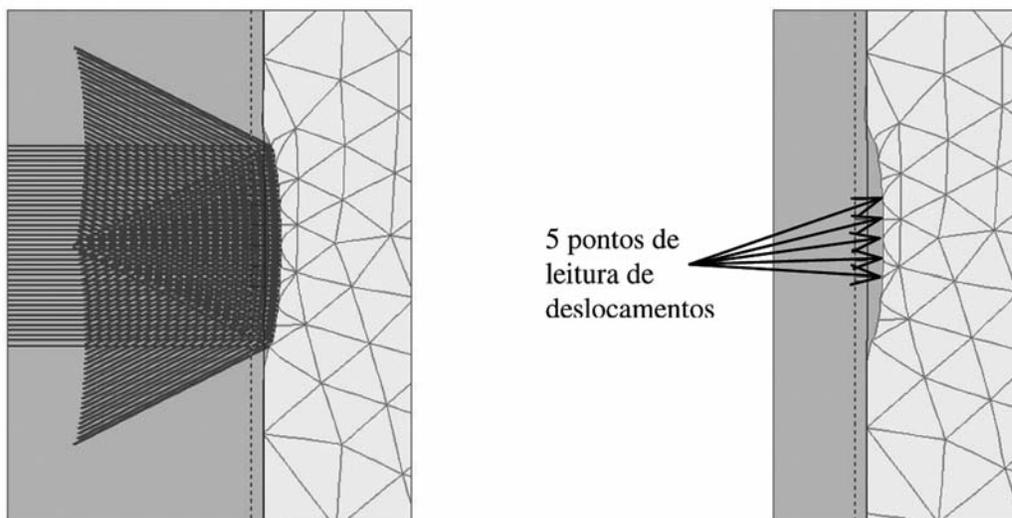


Fig. 1 – Modelação do ensaio pressiométrico: aplicação da pressão de expansão e localização dos pontos de leitura de deslocamentos horizontais na célula central.

nhados segundo a mesma vertical, estão igualmente espaçados numa altura de 20cm, equivalente ao comprimento da célula central do pressiómetro. O volume de expansão da cavidade correspondente a esta célula central é calculado a partir dos deslocamentos radiais dos referidos 5 pontos.

Tendo em conta a magnitude dos deslocamentos associados à expansão da cavidade, os cálculos foram realizados no âmbito da teoria das grandes deformações. Para o efeito é seleccionado no programa PLAXIS a “*updated mesh analysis*”. Tendo em conta o procedimento adoptado, para determinar os valores reais da pressão que em cada passo de cálculo são aplicados às paredes do furo é necessário corrigir o valor da tensão uniformemente aplicada da relação entre a área da superfície da cavidade expandida e a área da superfície dessa cavidade antes do ensaio.

A pressão de expansão é inicialmente aumentada de zero até ao valor estimado para a tensão em repouso. Atingido esse valor é feito o cálculo do volume da cavidade na zona da célula central do pressiómetro. Em seguida a pressão é aumentada até atingir o máximo desejado. Nestes casos esse máximo deve corresponder, pelo menos, a valores iguais aos máximos atingidos nos ensaios cujos resultados são utilizados para calibrar o modelo.

O objectivo deste trabalho é a aplicação da metodologia de modelação do ensaio apresentada para calibrar um modelo de comportamento de um solo. Este processo passa pela realização de estudos paramétricos e análises de sensibilidade dos principais parâmetros que definem o modelo, procurando reproduzir, de forma tão próxima quanto possível, as curvas de ensaio. A metodologia numérica é constituída, assim, por um conjunto de análises onde vão sendo introduzidos ajustes progressivos aos valores dos principais parâmetros de cálculo.

A “convergência” de todo o processo depende fundamentalmente da sensibilidade que ganha à variação de cada parâmetro, da qualidade dos resultados de ensaio que servem para calibrar o modelo e do conhecimento prévio que poderá existir sobre o comportamento mecânico dos materiais em causa. Relativamente a este último ponto, o processo de “convergência” será considera-

velmente acelerado se o primeiro conjunto de valores adoptados para calibrar o modelo for já bastante próximo daquele que virá a calibrar o modelo final. Para tal poderá recorrer-se, num caso geral, à experiência adquirida em estudos geotécnicos envolvendo os materiais em estudo ou a resultados disponíveis relativos a outro tipo de ensaios.

Para a definição dos valores que calibram o modelo final foi seguida uma metodologia de ajuste directo dos valores dos principais parâmetros, cabendo ao utilizador, em cada passo do cálculo, a definição de qual o parâmetro a corrigir e qual a magnitude dessa correcção. O processo é, no entanto, relativamente simples uma vez que rapidamente é ganha a sensibilidade necessária para identificar quais as correcções adequadas. Ao fim de poucas iterações, a ordem de grandeza dos valores dos principais parâmetros fica definida, passando-se em seguida a eventuais ajustes de pormenor.

3 – MODELO DE COMPORTAMENTO CONSIDERADO

Um dos objectivos deste estudo é apresentar uma metodologia que possa ser aplicada numa prática corrente de Projecto Geotécnico. Nesse sentido foi utilizado, como referido, o programa PLAXIS.

Como modelo de comportamento adoptou-se para as “Areolas da Estefânia” o “*Hardening Soil Model*”, modelo já implementado no referido programa. A escolha deste modelo prende-se com uma das principais contribuições que se pretende dar com este trabalho, que é mostrar que com os resultados dos ensaios MP é possível caracterizar materiais com modelos mais elaborados que os do tipo elástico linear, perfeitamente plástico, e para o estudo dos quais a não linearidade do comportamento pode ser importante.

O “*Hardening Soil Model*” é um modelo avançado de comportamento de solo do tipo elástico não linear, perfeitamente plástico, baseado numa relação hiperbólica entre a deformação vertical e a tensão deviatórica, a qual deriva, não da consideração explícita duma lei hiperbólica tradicional, mas sim da adopção duma lei de endurecimento plástico que reproduz a referida relação. De entre as principais características, são ainda de destacar o facto da rigidez do solo ser dependente do estado de tensão e da trajectória de tensão, o facto de ter em consideração a dilatância do solo e o facto de adoptar o critério de rotura de Mohr-Coulomb.

Neste modelo são considerados, de forma distinta, o endurecimento por corte e o endurecimento em compressão (o primeiro é considerado na definição das deformações associadas a tensões deviatóricas e o segundo é considerado na definição das deformações associadas a tensões de compressão em carregamento isotrópico e em condições edométricas). Deste modo, são, considerados dois tipos distintos de rigidezes, ambos traduzidos por módulos de deformabilidade dependentes do estado de tensão:

- módulo de deformabilidade E_{50} , associado a carregamento em ensaio triaxial drenado e correspondente a um incremento de tensão de 50% da tensão deviatórica na rotura, definido por

$$E_{50} = E_{50}^{\text{ref}} \left(\frac{c' \cot \phi' - \sigma_3'}{c' \cot \phi' + p^{\text{ref}}} \right)^m \quad (1)$$

- módulo de deformabilidade edométrico, E_{oed} , definido por

$$E_{\text{oed}} = E_{\text{oed}}^{\text{ref}} \left(\frac{c' \cot \phi' - \sigma_3'}{c' \cot \phi' + p^{\text{ref}}} \right)^m \quad (2)$$

onde E_{50}^{ref} e E_{oed}^{ref} são, respectivamente, os valores de E_{50} e E_{oed} associados a uma tensão de confinamento p^{ref} , c' é a coesão efectiva do solo e ϕ' o ângulo de resistência ao corte efectivo e m o expoente da relação hiperbólica.

Para as situações de descarga e recarga o modelo considera um outro módulo de deformabilidade, também dependente do nível de tensão, definido, de forma análoga aos anteriores, ou seja:

$$E_{ur} = E_{ur}^{ref} \left(\frac{c' \cot \phi' - \sigma_3'}{c' \cot \phi' + p^{ref}} \right)^m \quad (3)$$

Para a definição completa do modelo é necessário conhecer:

- peso volúmico, γ ;
- módulo de deformabilidade secante obtido em ensaio triaxial drenado, E_{50}^{ref} (associado a p^{ref});
- módulo de deformabilidade tangente obtido em ensaio edométrico, E_{oed}^{ref} (associado a p^{ref});
- módulo de deformabilidade em descarga/recarga, E_{ur}^{ref} (associado a p^{ref});
- expoente da relação de dependência dos módulos de deformabilidade do nível de tensão, m ;
- coeficiente de Poisson em descarga/recarga, ν_{ur}
- ângulo de resistência ao corte efectivo, ϕ' ;
- coesão efectiva, c' ;
- ângulo de dilatação, ψ ;
- pressão de referência, p^{ref} ;
- coeficiente de impulso em repouso, K_0 ;
- coeficiente de rotura, R_f .

4 – ENSAIOS REALIZADOS SOBRE AS “AREOLAS DA ESTEFÂNIA”

Para aplicação da metodologia anteriormente referida escolheu-se uma formação miocénica ocorrente na região de Lisboa – “Areolas da Estefânia” – formação de difícil caracterização dado, por um lado, não ser possível obter resultados a partir de ensaios *in situ* correntes, como o SPT ou CPT (dada a baixa deformabilidade e elevada resistência dos materiais), e por outro, por ser difícil obter amostras de boa qualidade para a realização de ensaios laboratoriais.

As “Areolas da Estefânia” são frequentemente descritas como areias densas, de granulometria variável, areias siltosas e areias argilosas, exibindo uma certa cimentação carbonatada que pode originar desde finas lenticulas a camadas calcárias com mais de 1m de espessura.

Para a realização do estudo reuniram-se os resultados de 27 ensaios pressiométricos de Ménard (ensaio MP) realizados na referida formação em várias zonas de Lisboa. Estas curvas são representadas na Figura 2. Nesta figura p é a pressão aplicada pelo pressiómetro, p_0 é a tensão horizontal em repouso, V é, em cada instante, o volume da célula central do pressiómetro, V_0 é o volume da célula central do pressiómetro quando p_0 é aplicada e V_s é o volume da célula central do pressiómetro em repouso (isto é, antes do ensaio).

Da análise dessas curvas, da sua forma e do comportamento que revelam quando confrontadas com a profundidade a que foi realizado o ensaio, fica bem patente a heterogeneidade já referida destes materiais. Foi, assim, necessário identificar, de entre as curvas disponíveis, aquelas que são características do comportamento global da formação.

Em materiais bastante heterogéneos, tal tarefa pode envolver alguma complexidade, não sendo, no entanto, num grau superior ao que estaria associado à análise de resultados de outro tipo de ensaios.

O primeiro passo que deve ser dado é fazer intervir, em gráficos do tipo do da Figura 2, o valor da tensão efectiva à profundidade a que foi realizado o ensaio. Pode, assim, reproduzir-se o gráfico dessa Figura 2, considerando em ordenadas o parâmetro $(p-p_0)$ dividido pela tensão efectiva vertical à profundidade a que foi realizado o ensaio. Neste tipo de representação, as curvas associadas a um mesmo material tenderão a agrupar-se, revelando um comportamento razoavelmente semelhante e coerente entre si. Para além disso, devem ainda ser analisados os resultados obtidos em todos os ensaios em termos do módulo de Ménard, E_M , e da pressão limite, p_{lim} . Também neste caso os resultados devem ser analisados fazendo intervir o valor a tensão efectiva vertical à profundidade a que foi realizado o ensaio. Num gráfico em função dessa tensão, estes dois parâmetros devem revelar uma mesma tendência de variação com o aumento dessa tensão.

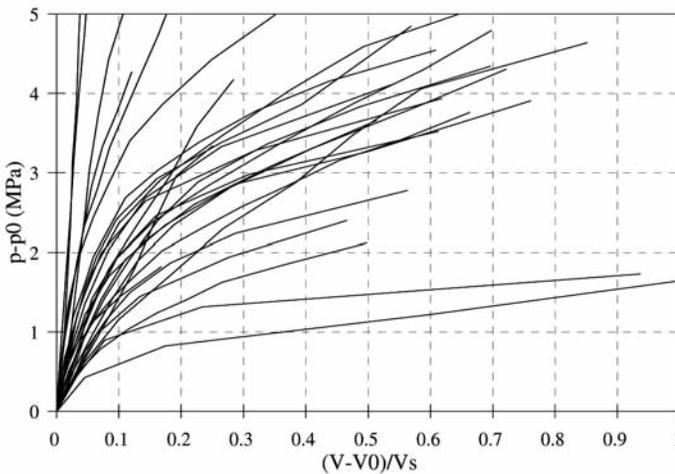


Fig. 2 – Curvas do ensaio MP analisadas.

Na Figura 3 indicam-se as 15 curvas (das 27 iniciais) que se considera reproduzirem o comportamento dos materiais da matriz de base da formação miocénica.

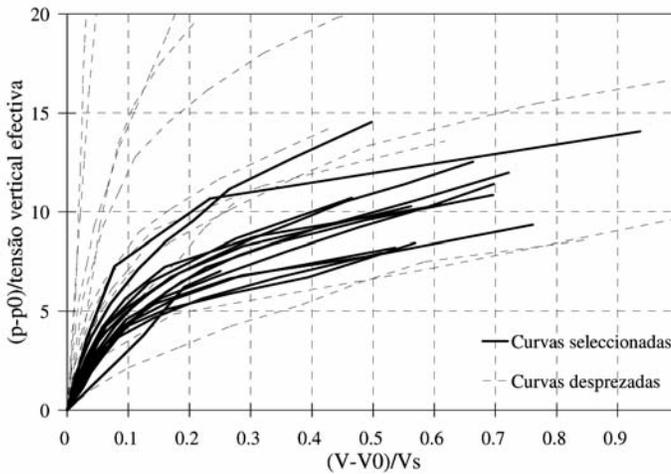


Fig. 3 – Curvas do ensaio MP seleccionadas para o estudo.

Nas Figuras 4 e 5 são apresentados os valores disponíveis de E_M e p_{lim} determinados nos ensaios, em ambos os casos em função da tensão vertical efectiva à cota em que foi realizado cada ensaio. Em cada uma dessas figuras são evidenciados os valores correspondentes às curvas seleccionadas para o estudo.

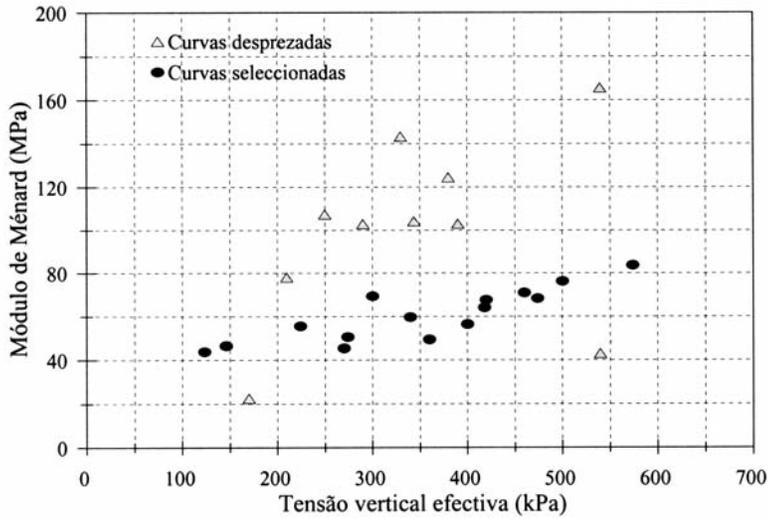


Fig. 4 – Módulos de Ménard obtidos dos ensaios MP.

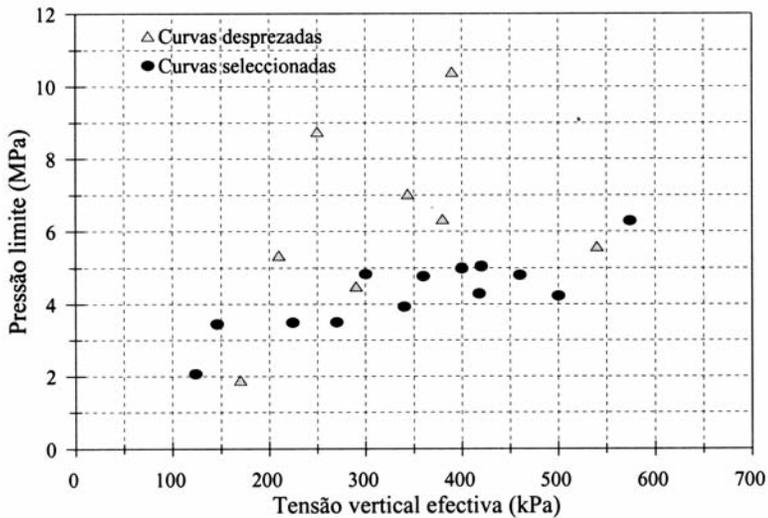


Fig. 5 – Pressões limite obtidas dos ensaios MP.

Importa referir que dos 27 ensaios que constituem a amostra total considerada no estudo, existem alguns para os quais não foram indicados os valores de E_M e p_{lim} . Tal facto fica a dever-se, em regra, a uma de duas razões: ou a execução do ensaio (principalmente do furo para a instalação do pressiómetro) conduziu a uma excessiva perturbação do solo que origina um andamento da cur -

va anormal ou a pressão aplicada no ensaio ficou aquém do necessário para determinar os referidos valores. Este último aspecto tem-se revelado o principal factor condicionador da obtenção de bons resultados neste tipo de formações, com as empresas de prospecção a limitarem as pressões máximas aplicadas com o receio que a membrana do pressiómetro possa ficar danificada.

Da Figura 4 verifica-se que as curvas seleccionadas para a análise apresentam valores dos módulos de Ménard bastante consistentes, exibindo um aumento de valor com a tensão vertical (ou, indirectamente, com a profundidade). Dos valores excluídos, a grande maioria refere-se a materiais de maior rigidez que a do material base da formação, certamente associados a zonas de maior cimentação ou mesmo à presença de cascões calcários.

Do mesmo modo, também na Figura 5 se verifica haver uma certa consistência relativamente aos valores das pressões limites obtidas nas curvas seleccionadas para a análise, embora neste caso não seja por vezes tão clara a diferença para os valores obtidos nas curvas que foram excluídas da análise.

5 – RESULTADOS DA MODELAÇÃO NUMÉRICA

Como metodologia para a realização das análises numéricas optou-se por modelar a realização do ensaio pressiométrico a profundidades correspondentes a tensões verticais efectivas variáveis entre 100kPa e 550kPa, com intervalos de 50kPa, correspondendo a um total de 10 ensaios modelados. Os resultados de cada ensaio modelado foram então comparados com os resultados dos ensaios realizados a profundidades onde a tensão vertical efectiva correspondente se situava no intervalo -25kPa a +25kPa relativamente à tensão do ensaio modelado: por exemplo, os resultados do ensaio modelado para uma profundidade correspondente a 300kPa de tensão vertical efectiva foram comparados com os resultados dos ensaios realizados a profundidades correspondentes a tensões verticais efectivas entre 275kPa e 325kPa.

Tendo em conta as características dos materiais da formação em estudo, todos os cálculos foram realizados considerando condições drenadas.

Para a identificação, através da modelação numérica do ensaio, dos valores dos principais parâmetros que definem o modelo de comportamento adoptado é necessário, como já foi referido, realizar vários estudos paramétricos para no final determinar o conjunto de valores que melhor permite reproduzir o comportamento observado nos vários ensaios seleccionados para o estudo. O processo de determinação desses valores consiste, assim, na introdução de ajustes progressivos ao modelo, apresentando-se neste trabalho apenas os resultados correspondentes à solução final.

Nas Figuras 6 a 15 apresenta-se a comparação entre os resultados numéricos e os resultados obtidos nos ensaios para cada modelação realizada. Como se pode observar, o ajuste entre o modelo numérico final e os resultados de ensaios é, globalmente, bastante bom.

Dado o número de parâmetros do modelo e o tipo de ensaio que é aqui usado para o calibrar, não é possível proceder à definição por ajuste de todos os valores desses parâmetros. Por um lado alguns parâmetros têm efeito muito semelhante no andamento das curvas dos ensaios modelados e por outro alguns parâmetros são impossíveis de determinar a partir dos resultados disponíveis dos ensaios MP (caso do módulo de descarga/recarga). Deste modo apenas os parâmetros mais relevantes foram objecto de estudo detalhado, definindo-se à partida, de forma ponderada, os valores para os restantes parâmetros. Do estudo realizado foram objecto de ajuste progressivo os seguintes parâmetros, para os quais se obtiveram os valores indicados:

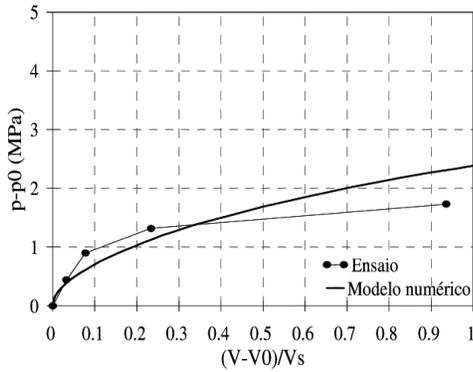


Fig. 6 – Resultados da modelação para uma tensão vertical efectiva de 100kPa.

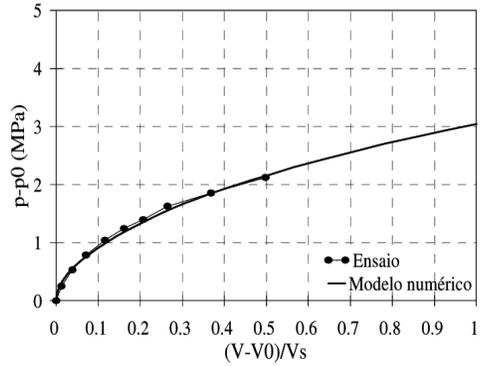


Fig. 7 – Resultados da modelação para uma tensão vertical efectiva de 150kPa.

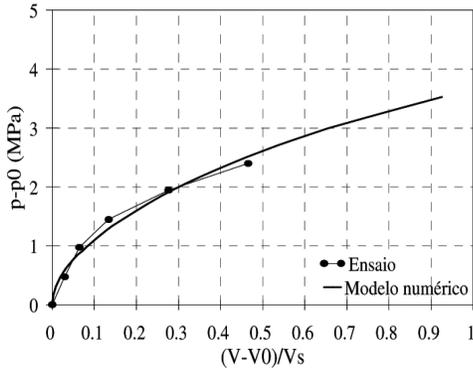


Fig. 8 – Resultados da modelação para uma tensão vertical efectiva de 200kPa.

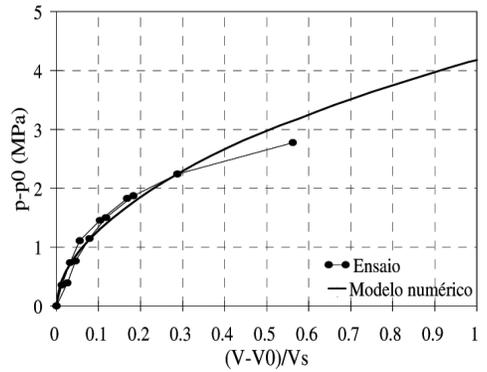


Fig. 9 – Resultados da modelação para uma tensão vertical efectiva de 250kPa.

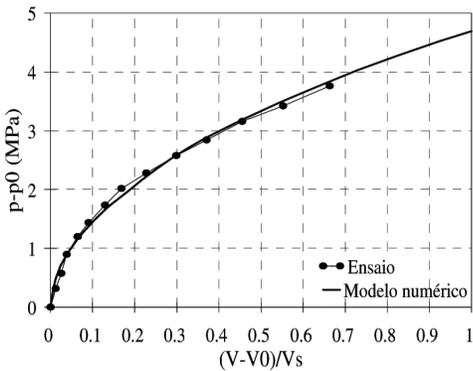


Fig. 10 – Resultados da modelação para uma tensão vertical efectiva de 300kPa.

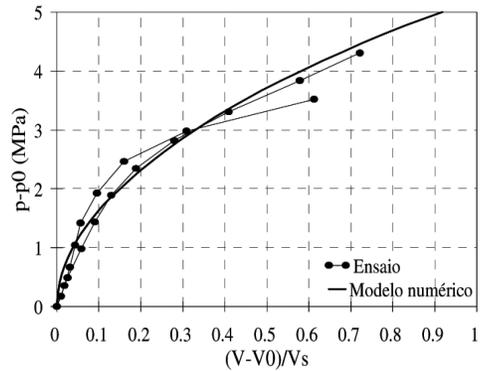


Fig. 11 – Resultados da modelação para uma tensão vertical efectiva de 350kPa.

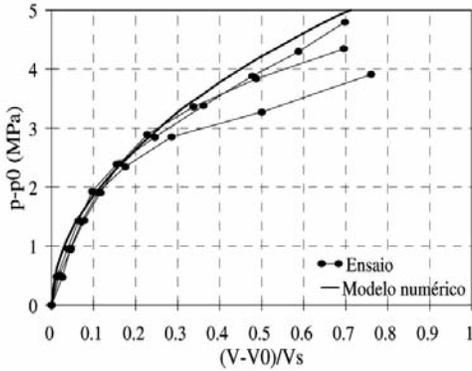


Fig. 12 – Resultados da modelação para uma tensão vertical efectiva de 400kPa

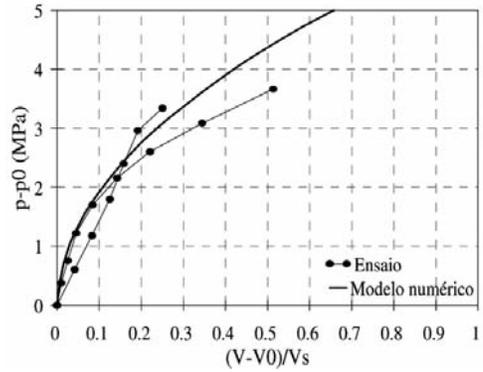


Fig. 13 – Resultados da modelação para uma tensão vertical efectiva de 450kPa.

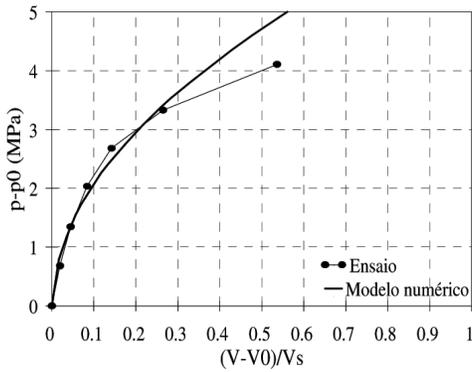


Fig. 14 – Resultados da modelação para uma tensão vertical efectiva de 500kPa.

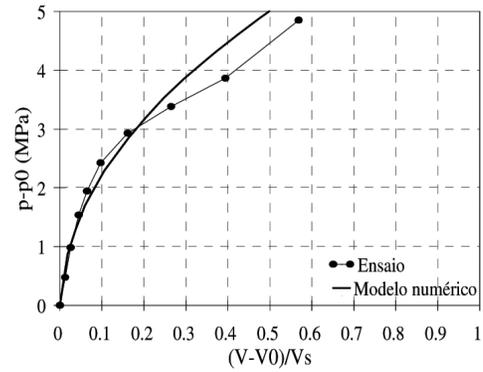


Fig. 15 – Resultados da modelação para uma tensão vertical efectiva de 550kPa.

- $E_{50}^{ref} = 90 \text{ MPa}$ (associado a $p^{ref} = 100 \text{ kPa}$)
- $m = 0.5$
- $\phi' = 39^\circ$
- $\psi = 5^\circ$
- $K_0 = 0.8$

No modelo foram à partida assumidos os valores para os seguintes parâmetros:

- $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$
- $E_{oed}^{ref} = E_{50}^{ref}$ (por se tratar de material predominantemente arenoso)
- $\nu_{ur} = 0.2$
- $c' = 10 \text{ kPa}$ (por se tratar de um material com cimentação)
- $R_f = 0.95$

Relativamente ao valor da coesão efectiva utilizado para reproduzir os efeitos da cimentação do material, importa referir que os estudos paramétricos levados a cabo mostraram haver, para valo-

res de c' até 30kPa, uma reduzida influência deste parâmetro no comportamento das curvas de modelação do ensaio.

Tendo em conta que os ensaios MP não apresentam resultados para ciclos de descarga/recarga, o valor do módulo E_{ur}^{ref} teria que ser estimado, utilizando-se, de acordo com a bibliografia (PLAXIS, 2002), um factor de 3 para a relação entre este e o módulo E_{50}^{ref} . Como se verá adiante, resultados experimentais obtidos para a mesma formação com outros ensaios que não o MP conduziram a

- $E_{ur}^{ref} = 270\text{MPa}$ (associado a $p^{ref} = 100\text{kPa}$)

correspondente a $3E_{50}^{ref}$.

6 – COMPARAÇÃO DO MODELO COM RESULTADOS DO CSBP

A utilização de um conjunto tão significativo de curvas de ensaio (15 curvas seleccionadas para o estudo), obtidas para profundidades correspondentes a tensões verticais efectivas variáveis entre 100 e 550kPa (profundidades de 5m a 27.5m), associada ao tipo de ajuste que foi possível obter entre modelo numérico e resultados de ensaios, pode ser encarada, só por si, como auto validadora do modelo que acaba de ser definido.

Embora considerando que a mais valia apresentada pela metodologia proposta reside na calibração de todo um modelo de comportamento e não apenas na identificação de valores para parâmetros geotécnicos isolados, procurou-se comparar, para alguns desses parâmetros, os valores obtidos pela metodologia proposta com aqueles obtidos por uma via distinta. Dos poucos resultados disponíveis sobre a caracterização da formação em estudo destacam-se aqueles obtidos com o pressiómetro autopercussor de Cambridge (ensaio CSBP). Trata-se de um ensaio pressiométrico que, por ser autopercussor, não tem as desvantagens de perturbação dos materiais a ensaiar associadas à prévia abertura do furo, tal como os ensaios com o pressiómetro de Ménard. Este é um aspecto que, reconhecidamente, o torna um dos melhores ensaios para a determinação do coeficiente de impulso em repouso.

Existe em Portugal apenas um equipamento deste tipo, pertencente ao LNEC. O custo da realização destes ensaios torna-os incomportáveis para projectos de engenharia correntes mas existem alguns resultados de ensaios realizados com este equipamento principalmente associados a obras do Metropolitano de Lisboa. Destes encontraram-se 15 ensaios realizados na formação das “Areolas da Estefânia” (LNEC, 1996a; LNEC, 1996b; LNEC, 1996c; LNEC, 1996d; LNEC, 1996e). Os resultados destes ensaios são de seguida comparados com o modelo numérico anteriormente definido. Por se considerar fora do âmbito do presente trabalho, não será referida a metodologia pela qual são obtidos, a partir dos resultados dos ensaios CSBP, os valores dos parâmetros geotécnicos seguidamente analisados. Essas metodologias são apresentadas nas referências bibliográficas anteriormente citadas.

a) Coeficiente de impulso em repouso

Na Figura 16 apresenta-se a distribuição dos valores do coeficiente de impulso em repouso obtidos dos resultados dos ensaios CSBP, em função da tensão vertical efectiva à profundidade a que foi realizado cada um dos ensaios. Apesar da dispersão de valores obtida, estes resultados mostram uma certa tendência para a redução do coeficiente de impulso em repouso com o aumento da tensão vertical efectiva. Dos valores obtidos, a maioria conduz coeficientes de impulso em repouso na gama de 0.6 a 1.0.

Do modelo numérico foi inferido um valor de 0.8, representando uma situação intermédia no intervalo anteriormente referido.

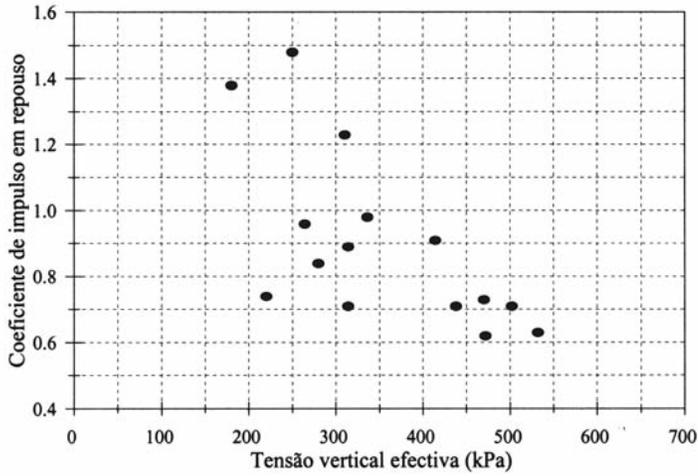


Fig. 16 – Coeficientes de impulso em repouso obtidos dos ensaios CSBP.

b) Ângulo de resistência ao corte efectivo

Na Figura 17 são apresentados os valores obtidos dos resultados dos ensaios CSBP relativamente ao ângulo de resistência ao corte efectivo dos materiais. Como se pode observar existe alguma dispersão de valores, a qual estará naturalmente associada à heterogeneidade característica desta formação e à metodologia adoptada para a sua determinação. A maioria dos valores indicados situa-se entre 38° e 45°.

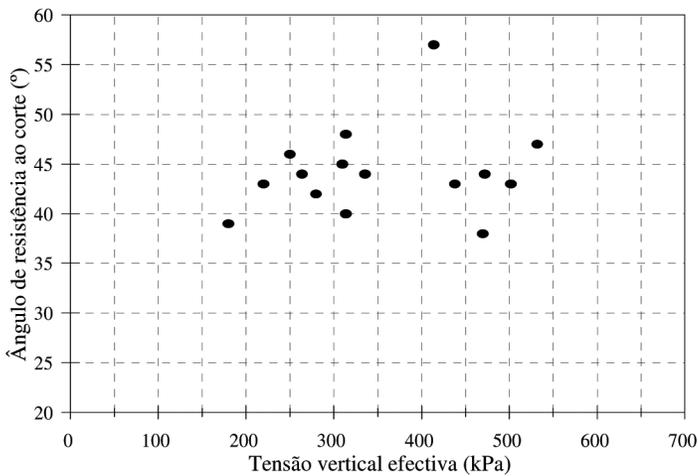


Fig. 17 – Ângulos de resistência ao corte obtidos dos ensaios CSBP.

O modelo numérico conduziu a um valor do ângulo de resistência ao corte efectivo de 39° , valor que se enquadra na gama anteriormente apontada. De notar que neste modelo numérico se adoptou uma coesão efectiva de 10kPa para simular a cimentação característica destes materiais, facto que não é considerado na metodologia que permite estimar o ângulo de de resistência ao corte a partir dos resultados dos ensaios CSBP. É por isso natural que o valor obtido por via numérica seja ligeiramente inferior aos determinados a partir do referido ensaio.

c) Ângulo de dilatância

Na Figura 18 são apresentados os valores dos ângulos de dilatância obtidos para os mesmos materiais e com o mesmo equipamento de ensaio CSBP. Um vez mais existe uma certa dispersão de resultados, estando a maioria concentrada entre 5° e 15° .

Do modelo numérico foi inferido para este ângulo de dilatância um valor de 5° , valor correspondente ao limite inferior da gama anteriormente referida.

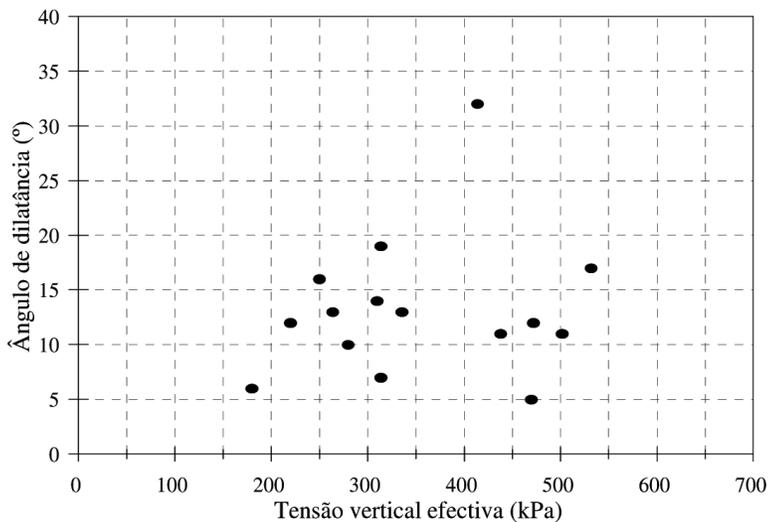


Fig. 18 – Ângulos de dilatância obtidos dos ensaios CSBP.

d) Módulo de deformabilidade em descarga/recarga

Na Figura 19 são apresentados os módulos de deformabilidade determinados para ciclos de descarga/recarga nos ensaios CSBP. Apesar de uma certa dispersão de valores, procurou-se definir uma lei de evolução do seu valor com a tensão efectiva, semelhante à apresentada em (3). Esta lei de evolução é indicada na referida figura e a ela corresponde um valor de E_{ur}^{ref} de 270MPa, para uma tensão de referência de 100kPa.

Relativamente a este parâmetro, não se dispõe de resultados de ciclos de descarga/recarga nos ensaios pressiométricos de Ménard. Contudo é importante notar que o valor de E_{ur}^{ref} anteriormente definido corresponde a 3 vezes o valor de E_{50}^{ref} inferido do modelo numérico.

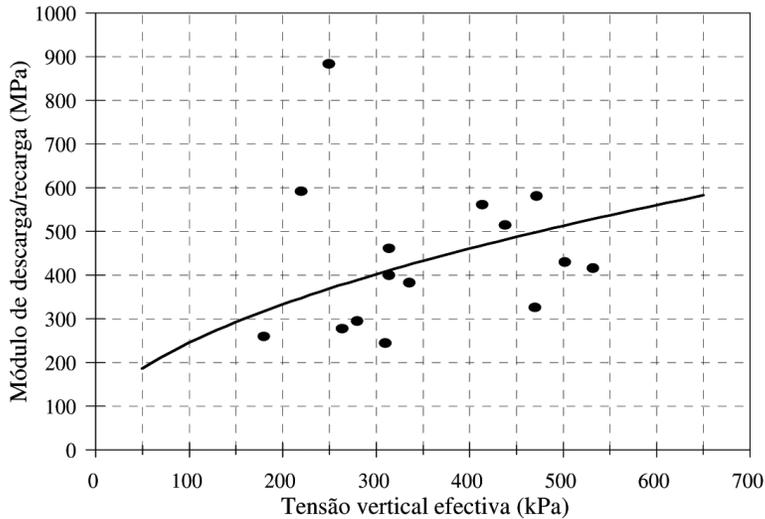


Fig. 19 – Módulos de descarga/recarga obtidos dos ensaios CSBP.

7 – COMPARAÇÃO DO MODELO COM RESULTADOS DO MP

As curvas do ensaio pressiométrico de Ménard foram utilizadas anteriormente para calibrar o modelo de comportamento das “Areolas da Estefânia”. Importa agora comparar esse modelo com os valores obtidos directamente dos referidos ensaios MP para o módulo de Ménard e para o ângulo de resistência ao corte.

a) Módulo de Ménard

Na Figura 4 foram já apresentados os valores do módulo de Ménard inferidos das curvas dos ensaios consideradas neste estudo. Tendo por base o modelo de comportamento adoptado, e em particular a definição do módulo de deformabilidade apresentada em (1), indica-se na Figura 20 a curva que se considera representar a evolução do módulo de Ménard com a tensão efectiva vertical. A esta curva corresponde um módulo de Ménard de referência, E_M^{ref} (definido para uma tensão de referência de 100kPa) de 40MPa.

Comparando este valor com o módulo definido no modelo verifica-se que a relação obtida entre eles é a seguinte:

$$E_{50}^{\text{ref}} = 2.25E_M^{\text{ref}} \quad (4)$$

b) Ângulo de resistência ao corte efectivo

A partir dos resultados dos ensaios MP, nomeadamente do conceito de pressão limite, é possível estimar directamente o valor do ângulo de resistência ao corte, segundo proposta do Centre d’Etudes Ménard (Baguelin et al, 1978):

$$p_{lim} - p_0 = 2.5 \times 2^{\frac{\phi' - 24}{4}} \quad (\text{com } p \text{ em kgf/cm}^2) \quad (5)$$

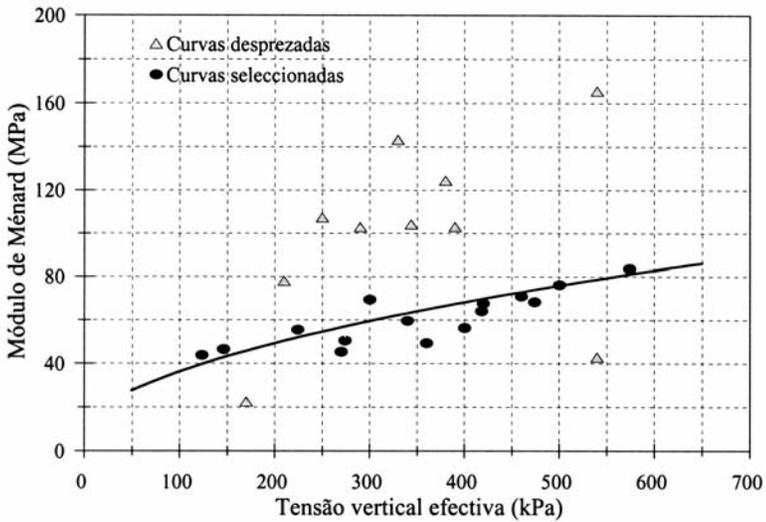


Fig. 20 – Módulos de Ménard obtidos dos ensaios MP.

Seguindo esta metodologia obtêm-se os valores do ângulo de resistência ao corte que se apresenta na Figura 21. Esta figura mostra uma reduzida dispersão de valores, estando estes praticamente concentrados entre 38° e 41°. Comparando estes valores com os obtidos no modelo numérico e com os obtidos dos ensaios CSBP verifica-se que todos eles apresentam a mesma ordem de grandeza.

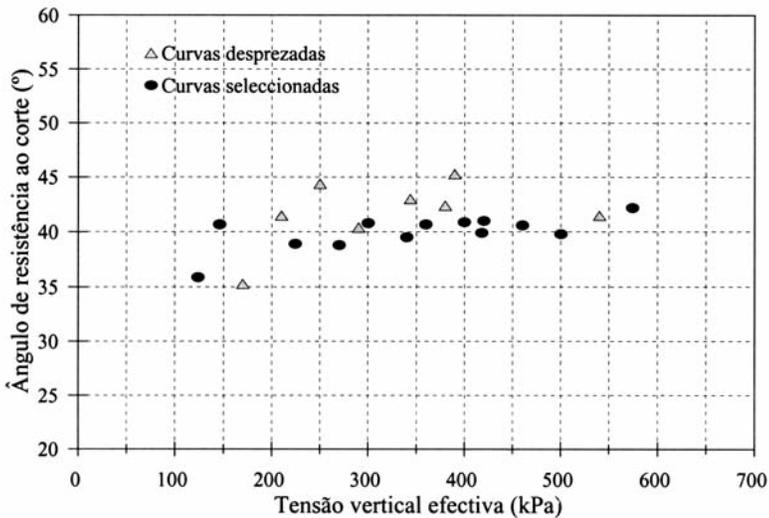


Fig. 21 – Ângulos de resistência ao corte obtidos dos ensaios MP.

8 – CONSIDERAÇÕES FINAIS

Apresentou-se uma metodologia baseada na modelação numérica do ensaio pressiométrico de Ménard que permite calibrar modelos de comportamento de solos. Pretende-se, deste modo, contribuir para uma melhoria da qualidade dos modelos que são utilizados na prática corrente do Projecto Geotécnico, mostrando que é possível, com um ensaio corrente como o pressiómetro de Ménard, calibrar esse tipo de modelos.

A opção pela escolha do ensaio pressiométrico de Ménard para calibrar esses modelos prende-se com várias razões. Em primeiro lugar trata-se de um ensaio *in situ*, o que permite a caracterização de materiais sem que seja necessária a colheita de amostras. Este aspecto é particularmente relevante pois de entre os materiais passíveis de serem caracterizados pela metodologia proposta neste trabalho encontram-se materiais predominantemente arenosos, com algum grau de cimentação e por vezes situados abaixo do nível freático, para os quais a obtenção de amostras de boa qualidade é, em regra, extremamente difícil.

Em segundo lugar, trata-se de um ensaio que é possível realizar em materiais de elevada resistência e baixa deformabilidade, ao contrário de outros ensaios *in situ* como o SPT, que nestes casos conduz, em regra, a valores de “nega”, ou o CPT, cuja ponteira dificilmente penetra neste tipo de materiais.

Em terceiro lugar, o ensaio pressiométrico é um ensaio correntemente utilizado no Projecto Geotécnico em Portugal, embora dele apenas sejam retirados, em regra, valores para parâmetros associados a modelos elásticos lineares, perfeitamente plásticos.

Por último, trata-se de um ensaio passível de ser modelado numericamente, podendo essa modelação ser feita em axissimetria, o que a torna possível de realizar na maioria dos programas de elementos finitos disponíveis.

Importa também clarificar as principais limitações desta metodologia quando se recorre à utilização do ensaio pressiométrico de Ménard para calibrar um modelo de comportamento de um solo. Em primeiro lugar deve ser referida a perturbação causada no solo pela abertura do furo para a realização do ensaio e a sua influência no comportamento inicial da curva de resultados, a qual é o principal obstáculo à obtenção de bons resultados para calibrar um modelo de comportamento, sobretudo no domínio das muito pequenas deformações.

Um segundo aspecto prende-se com o facto de o ensaio ter associado apenas um tipo de trajectória de tensões, o que constitui uma limitação à caracterização completa dum modelo de comportamento de um solo, sobretudo se este pretender ter em conta aspectos como a anisotropia.

Por outro lado, nalguns modelos é possível que dois ou mais parâmetros tenham efeito semelhante no andamento das várias curvas que simulam os ensaios, facto que poderá impossibilitar a identificação de um único conjunto de valores dos parâmetros definidores do modelo. Nestes casos, tendo uma noção da ordem de grandeza dos valores de alguns dos parâmetros, poderão ser ajustados no modelo valores para outros parâmetros mais difíceis de dominar.

Um outro aspecto prende-se com a aplicabilidade desta metodologia à caracterização de materiais de baixa permeabilidade. Nestes casos a abordagem poderá não ser directa pois os resultados dos ensaios com pressiómetro de Ménard poderão não corresponder a análises verdadeiramente drenadas nem não drenadas, envolvendo, por isso, estudos de maior complexidade.

Por último, a metodologia, baseando-se num conjunto de estudos paramétricos e análises de sensibilidade relativamente aos principais parâmetros do modelo, pode ter um processo de “con -

vergência” lento, sobretudo se as curvas utilizadas para calibrar o modelo reflectirem uma elevada heterogeneidade dos materiais.

Ponderando as vantagens e limitações anteriormente referidas, considera-se que esta metodologia e este ensaio pressiométrico de Ménard têm potencialidades suficientes para permitir calibrar modelos de comportamento de solos bastante mais elaborados que os utilizados na prática de Engenharia Geotécnica.

No estudo apresentado foi calibrado com sucesso um modelo de comportamento para a formação miocénica “Areolas da Estefânia”, formação para a qual poucos são os resultados de caracterização fundamentada conhecidos. Para esta formação foi possível identificar parâmetros como o coeficiente de impulso em repouso e aqueles definidores da deformabilidade, parâmetros estes na maioria dos casos difíceis de avaliar em estudos correntes.

Finalmente, é de realçar o facto de, para a formação miocénica analisada – “Areolas da Estefânia” –, ter sido identificado, com a metodologia proposta, um conjunto único de valores dos parâmetros de cálculo do modelo constitutivo adoptado, que permitiu reproduzir numericamente, de forma bastante próxima, um número muito significativo de curvas do ensaio pressiométrico de Ménard, obtidas nesta formação para profundidades até cerca de 30m.

9 – AGRADECIMENTOS

O autor agradece à empresa Metropolitano de Lisboa a autorização para a publicação dos resultados dos ensaios pressiométricos apresentados.

10 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Baguelin, F.; Jézéquel, J.F.; Shields, D.H. (1978). The pressuremeter and foundation engineering. Trans Tech Publications.
- LNEC (1996a). Ensaios pressiométricos na zona da Estação Baixa/Chiado. Relatório 190/96 NF.
- LNEC (1996b). Ensaios pressiométricos na zona da Estação da Alameda, Local: Alameda/IST. Relatório 221/96 NF.
- LNEC (1996c). Ensaios pressiométricos na zona da Estação da Alameda, Local: Alameda/Império. Relatório 225/96 NF.
- LNEC (1996d). Ensaios pressiométricos no Covento do Carmo, Local: Igreja do Carmo. Relatório 226/96 NF.
- LNEC (1996e). Ensaios pressiométricos no Covento do Carmo, Local: Quartel da GNR. Relatório 227/96 NF.
- PLAXIS (2002). Plaxis - Finite Element Code for Soil and Rock Analysis, 2D version 8. Manual. Balkema

COMPORTAMENTO CONTRÁTIL DE BARREIRAS SELANTES DE SOLO LATERÍTICO ARENOSO ESTABILIZADO

Contractile behavior of lateritic stabilized sandy soil barrier

Otoniel Pereira da Costa*

Jair Camacho**

José Augusto de Lollo***

RESUMO – A dificuldade em se encontrar argilas apropriadas para uso em barreiras selantes em determinadas regiões do Brasil faz com que o uso de misturas estabilizadas de solos arenosos seja uma alternativa interessante. Estudos anteriores mostraram que misturas de solo-cimento e solo-cal, assim produzidas, apresentavam condições de condutividade hidráulica e capacidade de retenção de íons apropriada para tal finalidade. Visando estudar o comportamento contrátil de tais materiais foi realizado o presente trabalho, o qual avaliou a contração de corpos-de-prova (CPs) de solo laterítico arenoso puro, estabilizado com cal e estabilizado com cimento e as alterações na estrutura das misturas com o uso de microscopia eletrônica de varredura. Os valores de contração livre obtidos permitem classificar as misturas como materiais de baixa contração. As imagens microscópicas indicam que a parcela significativa da contração ocorre até os sete dias de cura. Os resultados indicam que os materiais apresentam comportamento contrátil apropriado ao uso como barreiras de proteção.

SYNOPSIS – As clays deposits with good potential for usage in liners construction are rare in certain regions of Brazil, the construction of stabilized sandy soils mixtures can be an interesting alternative. Previous studies show that soil-lime and soil-cement mixtures produced with lateritic sandy soil shows that these materials present hydraulic conductivity and ions retention capacity appropriate for liner usage. In order to study contraction behavior of these materials this work was developed. Soil contraction behavior was evaluated using free contraction laboratory tests in pure sand soil specimens and other lime-soil and cement-soil specimens. Soil structure changes with time were checked using Electronic Scan Microscopy. Obtained results allow us to classify mixtures as low contraction materials. Electronic scam imagery shows significant material structure alteration until seven days cure. Results indicate that studied mixtures had appropriate contraction behavior for liner usage.

PALAVRAS CHAVE – Barreiras de proteção, contração, misturas estabilizadas.

1 – INTRODUÇÃO

A disposição inadequada de resíduos na natureza e os riscos ambientais relacionados a esse fato têm sido alvo de muitos estudos em todo o mundo. Essas pesquisas resultaram em tecnologias e mecanismos legais de controle com o objetivo de reduzir riscos de contaminação.

* Engenheiro Civil, Mestre em Engenharia Civil, Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira, Universidade Estadual Paulista, otoniel@dec.feis.unesp.br.

** Professor Assistente Doutor, Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira, Universidade Estadual Paulista, camacho@dec.feis.unesp.br.

*** Professor Adjunto, Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira, Universidade Estadual Paulista, lolloja@dec.feis.unesp.br. Autor correspondente.

Apesar de eficientes, essas tecnologias nem sempre se encontram ao alcance dos pequenos municípios brasileiros, ocasionando dificuldades técnicas e financeiras que acabam induzindo os pequenos municípios a disporem seus resíduos de forma inadequada no solo.

Assim, a maneira mais utilizada de descarte é o depósito a céu aberto na maioria dos municípios com população inferior a dez mil habitantes e que correspondem cerca de 50% dos municípios brasileiros. Nesses municípios, 63,6% dos resíduos sólidos coletados são depositados em lixões, enquanto 16,3% são encaminhados para aterros controlados (IBGE, 2002).

Tal situação reflete da falta de recursos técnicos e financeiros para gestão do problema por parte das administrações municipais. As tecnologias mais usadas são de alto custo, situação que evidencia a necessidade de se desenvolver tecnologias compatíveis com a realidade desses municípios.

A grande preocupação ambiental nas áreas de disposição é a percolação de fluidos contaminantes através solo. Com o intuito de reduzir tais riscos são construídas barreiras nas bases e laterais de aterros sanitários e lagoas de tratamento.

Tais barreiras têm a função de reter uma parcela dos compostos e retardar ao máximo o transporte do restante, de forma que estes não atinjam as águas naturais ou o façam em concentrações baixas, de forma a serem considerados inócuos (Leite, 1995).

No caso de barreiras produzidas com materiais naturais, esses objetivos são atingidos com maior eficiência com o uso de argilas ou solos de textura fina e que, em sua composição, apresentem argilominerais com boa capacidade de troca catiônica, como se pode verificar em Lo *et al* (1996).

No entanto, nem sempre tais materiais se encontram disponíveis nas proximidades da área de disposição, tornando seu uso pouco viável devido a custos com transporte.

Uma alternativa encontrada para sanar essa deficiência foi o desenvolvimento de barreiras de solos combinados com outros materiais. Dentre as possibilidades existentes, os autores acreditam que as misturas solo-cal e solo-cimento são a alternativa mais viável, com baixo custo.

Trabalhos anteriores mostraram que solo laterítico arenoso estabilizado com cal ou cimento apresenta resultados interessantes do ponto de vista da condutividade hidráulica e capacidade de retenção de íons.

Quando tais barreiras são submetidas a condições de campo outros fatores devem ser analisados, dentre eles o comportamento contráctil. A exposição destes materiais ao sol por um determinado tempo causaria perda d'água podendo resultar em contrações excessivas e desenvolvimento de fissuras na camada selante.

O presente trabalho estudou o comportamento contráctil dessas misturas em laboratório simulando condições consideradas críticas (como longo tempo de exposição ao ar e ao sol).

A verificação de um funcionamento adequado de tais materiais pode ser de grande utilidade para pequenas comunidades interessadas em desenvolver sistemas de disposição final de resíduos urbanos com baixo custo.

2 – DESENVOLVIMENTO DO TRABALHO

Características do solo usado, como composição, textura, índices físicos e condições de compactação foram obtidas de trabalhos desenvolvidos por Ribeiro (2002) e Rizzo (2004) que estudaram as propriedades químicas e hidráulicas do mesmo solo para a mesma finalidade.

Nestes trabalhos foram realizados os ensaios de caracterização do solo, ensaios de compactação do solo puro e ensaios de compactação de misturas solo-cal e solo-cimento de várias percentagens de aglomerantes visando obter a quantidade ótima de aglomerante a ser adicionado ao solo.

Os corpos-de-prova destinados a ensaios de contração foram moldados obedecendo aos critérios adotados pelos trabalhos de Ribeiro (2002) e Rizzo (2004), já que estes são os critérios que apresentaram bons resultados no que diz respeito à condutividade hidráulica e à retenção de íons de barreiras selantes.

Visando reproduzir condições de ensaio próximas das de campo, ao mesmo tempo em que se tentava uma redução eficiente de índice de vazios, os ensaios de permeabilidade à carga variável realizados anteriormente com misturas contendo 3%, 7% e 10% de cimento em massa e de 4%, 8% e 12% de cal em massa usaram corpos-de-prova com grau de compactação mínimo de 95%.

Para avaliação da permeabilidade, os corpos-de-prova assim moldados foram armazenados em câmara úmida em duas diferentes situações: semi-imersos (imersos em água até a metade de sua altura) e imersos (corpos-de-prova totalmente cobertos por água), representando uma tentativa de simulação das condições ambientais sob as quais as barreiras possam vir desempenhar na prática.

Os corpos-de-prova na condição semi-imersa simularam a condição de início de saturação do material numa possível aplicação como base de aterro sanitário (logo após sua construção e início da deposição dos resíduos sobre o mesmo) enquanto que a situação imersa simulava fase posterior, na qual a camada esteja toda saturada.

Com o objetivo de avaliar o efeito do contato dos corpos de prova com a água em função do tempo, foram considerados três intervalos de tempo de exposição (120, 180, e 240 dias) anteriormente à realização dos ensaios para determinação de sua permeabilidade. Resultados relativos aos ensaios de permeabilidade com as misturas solo-cimento e solo-cal consideradas são apresentados no Quadro 1.

2.1 – Caracterização do solo estudado

O solo usado neste trabalho foi extraído de uma jazida no município de Ilha Solteira – SP, em uma área de empréstimo de propriedade da Prefeitura Municipal de Ilha Solteira e apresenta como principais características a espessura de horizonte de solo residual maduro exposto em corte (até 9m em alguns pontos) e com uniformidade textural do horizonte de solo amostrado.

A escolha de tal solo se justifica não só devido à sua presença na localidade onde este trabalho se desenvolveu, mas principalmente em função da distribuição geográfica expressiva no Estado de São Paulo de solos com características bastante similares, podendo os resultados de o estudo ser facilmente aplicados em outros locais.

Tal solo se desenvolveu sobre substrato da Formação Santo Anastácio (cuja área é composta por arenitos arcoseanos finos a médios com lentes conglomeráticas de espessuras variadas) e foi descrito por IPT (1988) e IAC (1994) como Latossolo Vermelho Escuro, eutrófico a moderado, textura média, e designado Unidade Estrela (IAC, 1994).

Segundo Alcântara & Lima (1997) e Alcântara & Lollo (1999), a composição mineralógica principal do solo usado pode ser assim descrita: cerca de 70% de quartzo, representando predominantemente a fração areia, e 14% de hematita, 10% de gibbsita, e 5% de caulinita, na fração argila.

Quadro 1 – Índices físicos e limites de consistência do solo utilizado.

Condição de cura	Tempo (dias)	Cimento (%)	k (m/s)	Condição de cura	Tempo (dias)	Cal (%)	k (m/s)
semi-imersa	120	3	1,47 10 ⁻⁸	semi-imersa	120	4	6,12 10 ⁻¹⁰
semi-imersa	120	7	8,37 10 ⁻¹⁰	semi-imersa	120	8	7,51 10 ⁻¹⁰
semi-imersa	120	10	9,46 10 ⁻¹⁰	semi-imersa	120	12	4,18 10 ⁻¹⁰
semi-imersa	180	3	3,44 10 ⁻⁹	semi-imersa	180	4	5,29 10 ⁻¹⁰
semi-imersa	180	7	3,46 10 ⁻¹⁰	semi-imersa	180	8	4,68 10 ⁻¹⁰
semi-imersa	180	10	4,11 10 ⁻¹⁰	semi-imersa	180	12	2,64 10 ⁻¹⁰
semi-imersa	240	3	6,33 10 ⁻¹⁰	semi-imersa	240	4	8,56 10 ⁻¹⁰
semi-imersa	240	7	6,33 10 ⁻¹⁰	semi-imersa	240	8	6,17 10 ⁻¹⁰
semi-imersa	240	10	3,71 10 ⁻¹⁰	semi-imersa	240	12	3,28 10 ⁻¹⁰
imersa	120	3	3,94 10 ⁻⁹	imersa	120	4	4,25 10 ⁻⁹
imersa	120	7	4,22 10 ⁻¹⁰	imersa	120	8	7,77 10 ⁻⁹
imersa	120	10	2,35 10 ⁻⁹	imersa	120	12	1,16 10 ⁻⁹
imersa	180	3	2,00 10 ⁻⁹	imersa	180	4	2,92 10 ⁻⁹
imersa	180	7	2,97 10 ⁻¹⁰	imersa	180	8	3,78 10 ⁻¹⁰
imersa	180	10	8,63 10 ⁻¹⁰	imersa	180	12	3,67 10 ⁻¹⁰
imersa	240	3	7,42 10 ⁻¹⁰	imersa	240	4	3,12 10 ⁻⁹
imersa	240	7	4,37 10 ⁻¹⁰	imersa	240	8	4,15 10 ⁻¹⁰
imersa	240	10	2,18 10 ⁻¹⁰	imersa	240	12	3,39 10 ⁻¹⁰

O solo foi amostrado via cravação de cilindro biselado para a obtenção dos índices físicos e na forma de amostras amolgadas para as demais caracterizações. A determinação da massa volúmica dos sólidos do solo foi feita de acordo com a MB-28 (ABNT, 1977a). Foram ainda determinados os limites de consistência de tal solo segundo as normas MB-30 (ABNT, 1977b) e MB-31 (ABNT, 1977c). Os resultados dos ensaios de caracterização do solo são apresentados no Quadro 2.

Quadro 2 – Índices físicos e limites de consistência do solo utilizado.

ρ	w	ρ_d	ρ_s	e	Sr	LL	LP	IP
(g/cm ³)	(%)	(g/cm ³)	(g/cm ³)	(-)	(%)	(%)	(%)	(%)
1,69	12,98	1,50	2,72	0,81	43,58	26	17	9

ρ – massa volúmica do solo; ρ_d – massa volúmica aparente seca; ρ_s – massa volúmica dos sólidos, w – teor em água; e – índice de vazios; Sr – grau de saturação; LL – limite de liquidez; LP – limite de plasticidade, e IP – índice de plasticidade.

A caracterização textural desse solo, definida a partir de ensaios de granulometria conjunta, segundo MB-32 (ABNT, 1977d), mostrou forte predominância da fração areia (11% de areia média e 51% de fração areia fina) e secundariamente fração argila (24%), caracterizando o mesmo como *areia fina argilosa*. Na Figura 1 tem-se a representação da curva granulométrica de tal solo.

Além dos ensaios de caracterização do solo também foram feitos ensaios de compactação de acordo com a norma MB-33 (ABNT, 1977e), visando à obtenção do teor ótimo de estabilizante.

Com relação à energia de compactação, Ribeiro (2002) considerou as energias proctor normal e proctor modificado. Estes ensaios permitiram a definição dos valores de massa volúmica aparente seca máxima (ρ_{dmax}) e umidade ótima (w_{ot}) mostrados no Quadro 3.

Quadro 3 – Resultados dos ensaios de compactação com o solo utilizado.

Ensaio Proctor Normal		Ensaio Proctor Modificado	
w_{ot} (%)	ρ_{dmax} (g/cm ³)	w_{ot} (%)	ρ_{dmax} (g/cm ³)
12,5	1,89	10,5	2,07

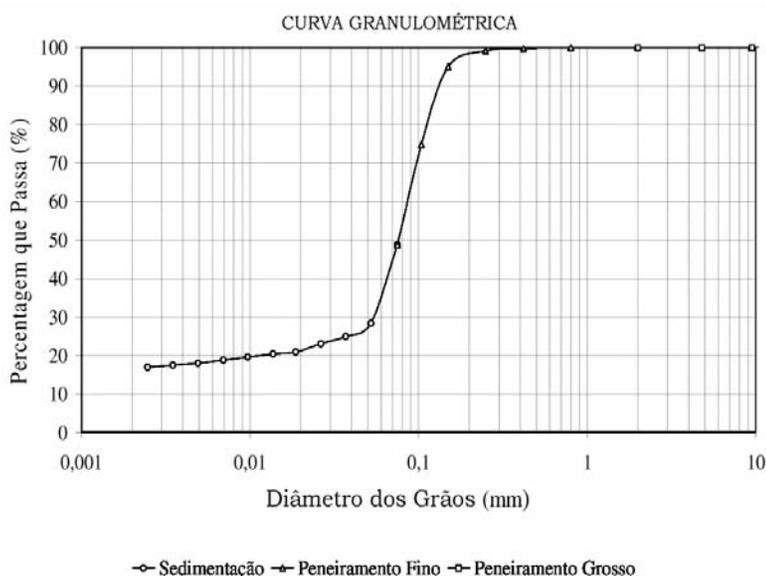


Fig. 1 – Curva granulométrica do solo utilizado.

Ribeiro (2002) analisou os resultados obtidos e verificou que a energia de compactação proctor normal é a mais apropriada para a compactação de barreiras de proteção ambiental, pois os testes realizados com a energia modificada mostraram o surgimento de fissuras nos corpos-de-prova, o que compromete o desempenho dessas barreiras no que diz respeito à redução da condutividade hidráulica.

Com relação à obtenção do melhor teor de estabilizante, Ribeiro (2002) e Rizzo (2004) discutiram diferentes teores de estabilizante (3, 7 e 10% de cimento e 4, 8 e 12% de cal em massa) para avaliar o efeito do teor no processo de compactação. Os ensaios realizados forneceram os valores apresentados no Quadro 4.

Avaliando os valores de condutividade hidráulica obtidos Ribeiro (2002) concluiu que a condutividade hidráulica diminuía significativamente até os teores de 7% e 8% para cimento e cal respectivamente.

A partir destas percentagens a diminuição da condutividade hidráulica não justificaria o custo do incremento de material estabilizante, razão pela qual no presente trabalho adotou-se como teores ideais de estabilizante as percentagens de 7% de cimento e 8% de cal. Os parâmetros ideais de compactação (massa volúmica aparente seca máxima e umidade ótima) para as misturas citadas são apresentados no Quadro 4.

Quadro 4 – Condições de compactação das misturas.

	Solo - Cal	Solo - Cimento
Umidade Ótima (w_{ot})	14,2 %	12,5 %
Massa volúmica Aparente. Seca Máxima (ρ_{dmax})	1,8 (g/cm ³)	1,92 (g/cm ³)
Porcentagem ideal de aglomerante em massa	8 %	7 %

2.2 – Moldagem dos corpos-de-prova

Determinadas as condições de compactação passou-se então à moldagem dos corpos-de-prova, tendo como controle de qualidade o grau de compactação superior a 95%.

Esse cuidado com o controle de compactação é imprescindível para garantir que os valores de condutividade hidráulica e de retenção de íons estudados por Ribeiro (2002) e Rizzo (2004) sejam garantidos.

2.3 – Condições de exposição dos corpos-de-prova

Com os ensaios de laboratório tentou-se representar, de forma mais fiel possível, as condições que as barreiras selantes são submetidas em campo. Para isso foram realizados ensaios de contração em CPs (corpos-de-prova) com diferentes tempos de cura, ou seja, 7, 14, 28 e 60 dias.

Estes ensaios simulam situações onde a barreira selante é exposta a condições de contração em tempos diferentes, obtendo assim o comportamento do material ao longo de sua cura.

Foram realizados também ensaios em CPs imediatamente após a sua moldagem, simulando uma condição de contração logo após a compactação da camada selante.

Para garantir que os CPs não contraíssem antes da realização dos ensaios, os CPs foram embalados e levados à câmara úmida logo após a moldagem, onde permaneceram até atingirem os tempos de cura esperados.

2.4 – Ensaio para medida de contração

O comportamento contráctil de um solo está diretamente relacionado às condições de fluxo da água em seus vazios. Quando ocorre a saída de água do solo, as tensões capilares que surgem são as responsáveis pela contração. Em oposição às tensões capilares estão as forças coesivas do solo.

Um dos responsáveis pela existência de coesão em um solo é a ação de algum material cimentante aglutinando os grãos entre si. Como este trabalho usa como estabilizantes a cal e o cimento, dois poderosos aglomerantes, a coesão da mistura estabilizada aumenta significativamente.

Com o aumento das forças coesivas do solo proporcionado pela ação dos aglomerantes, a intensidade das forças capilares terá papel menos importante na atração entre os grãos, resultando menor aproximação entre tais dos grãos, resultando menor contração.

Outro fator importante no processo é a textura do solo em estudo. Solos de textura grossa, como o estudado, apresentam raio de curvatura do menisco capilar (R_s) maior que em solos de textura fina.

Sendo maiores os valores de R_s , as alturas de ascensão capilar nos tubos capilares do solo (h_c) serão menores, conseqüentemente as tensões capilares, responsáveis pela aproximação dos grãos, serão menores.

Para se registrar os valores de contração dos CPs foi utilizado o ensaio adotado pela metodologia MCT (Nogami e Villibor, 1995). Tal ensaio é bem parecido com o ensaio de expansão livre, ou seja, é usado um dispositivo que acomoda os CPs e sustenta o dispositivo de medida das variações das dimensões do CP.

Os CPs foram retirados das embalagens que os envolvem e evitam a perda de água antes do momento certo, e colocados nas posições que se desejam fazer as medidas de contração (axial ou diametral).

Faz-se o ajuste dos extensômetros e a primeira medida. A partir de então os CPs passam a perder água para o meio ocasionando redução de volume. Essa diminuição é acompanhada por meio das leituras dos extensômetros que são feitas com intervalos mínimos de oito horas até que sejam consideradas constantes.

Além dessas leituras, foram registradas as temperaturas locais, os horários das leituras e, em algumas delas, a umidade ambiente. As Figuras 2 e 3 mostram o esquema usado.



Fig. 2 – Medição da contração axial dos corpos de prova.



Fig. 3 – Medição da contração diametral dos corpos de prova.

Os valores de contração dos corpos de prova foram calculados usando a equação 1:

$$C = \frac{\Delta H}{H} \times 100 \quad (1)$$

Onde:

C = Contração livre (axial ou diametral) (%);

ΔH = máxima variação de altura (ou diâmetro) (mm);

H = altura (ou diâmetro) inicial do corpo de prova (mm)

Os valores de contração obtidos nos ensaios realizados para todas as condições de exposição são apresentados no tópico resultados.

3 – RESULTADOS

3.1 – Ensaios de contração

Foram realizados ensaios com CPs imediatamente após a moldagem e com os tempos de cura de sete, quatorze, vinte oito, e sessenta dias, sendo que para cada tempo eram ensaiados dez CPs de solo-cal e dez CPs de solo-cimento, sendo cinco com medidas de contração axial e cinco com medidas de contração diametral.

O Quadro 5 mostra os resultados dos ensaios de contração para os corpos de prova de solo-cimento e solo-cal, e o Quadro 6 mostra os resultados de contração dos CPs de solo sem estabilizante. Os valores apresentados referem-se à contração máxima ocorrida durante o ensaio para os cinco corpos-de-prova ensaiados e o valor médio do grupo de cinco ensaios.

Quadro 5 – Valores máximos e médios de contração axial e diametral.

Contração	Tempo (dias)	Solo – Cal						Solo – Cimento					
		1	2	3	4	5	média	1	2	3	4	5	média
Axial (%)	0	0,538	0,550	0,516	0,522	0,558	0,537	0,548	0,590	0,538	0,484	0,558	0,544
	7	0,578	0,488	0,558	0,614	0,540	0,556	0,480	0,458	0,444	0,424	0,538	0,469
	14	0,544	0,628	0,584	0,568	0,562	0,577	0,562	0,584	0,538	0,578	0,556	0,564
	28	0,370	0,374	0,384	0,382	0,332	0,368	0,488	0,406	0,384	0,382	0,426	0,417
	60	0,256	0,268	0,296	0,296	0,270	0,277	0,310	0,288	0,324	0,318	0,376	0,323
	Diametral (%)	0	0,458	0,504	0,582	0,522	0,540	0,521	0,638	0,602	0,670	0,589	0,592
	7	0,572	0,542	0,522	0,534	0,554	0,545	0,498	0,492	0,462	0,490	0,454	0,479
	14	0,598	0,602	0,572	0,640	0,580	0,598	0,540	0,588	0,542	0,616	0,558	0,569
	28	0,404	0,394	0,376	0,428	0,448	0,410	0,408	0,438	0,404	0,418	0,568	0,447
	60	0,304	0,332	0,320	0,320	0,256	0,306	0,316	0,316	0,340	0,350	0,324	0,329

Quadro 6 – Valores máximos e médios de contração axial e diametral de solo sem aglomerante.

Contração Axial (%)						Contração Diametral (%)					
1	2	3	4	5	média	1	2	3	4	5	média
0,550	0,608	0,622	0,556	0,560	0,579	0,648	0,648	0,656	0,598	0,620	0,634

3.2 – Microscopia eletrônica de varredura

Como forma de acompanhar as modificações estruturais que ocorriam na estrutura interna dos corpos de prova durante o processo de cura e em virtude da contração dos mesmos, foram realizadas imagens com microscópio eletrônico de varredura (MEV) em diferentes tempos com os corpos de prova.

Tais imagens foram feitas com corpos de prova das misturas solo-cimento e solo-cal considerando os tempos de sete, quatorze, vinte e oito e sessenta dias após a moldagem dos corpos de prova. Maiores tempos de cura não foram considerados, porque se verificou que o processo de contração não era significativo além dos sete dias.

Os resultados obtidos mostram forte correspondência com os padrões de contração verificados nos ensaios de laboratório, ou seja, todo o processo de contração é pouco significativo e se completa nos primeiros sete dias de ensaio.

As características das fissuras de contato entre grãos observadas no MEV, em termos de tamanho das fissuras, sua abertura e quantidade, não variam com o tempo após o primeiro intervalo (sete dias), independentemente do aglomerante utilizado.

Tal situação é ilustrada nas Figuras 4, 5, 6 e 7 que representam, respectivamente, o solo sem aglomerante, e a mistura solo-cimento após sete, quatorze e vinte e oito dias de cura ao ar.

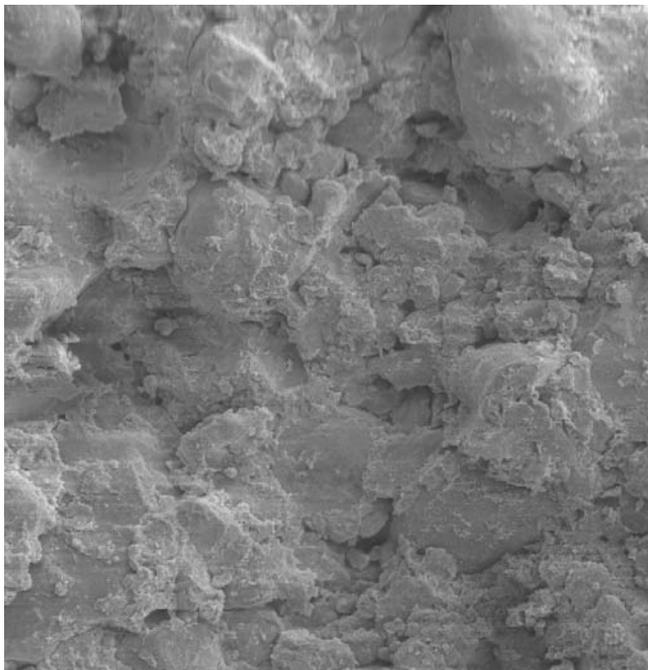


Fig. 4 – Estrutura do solo compactado sem aglomerante.

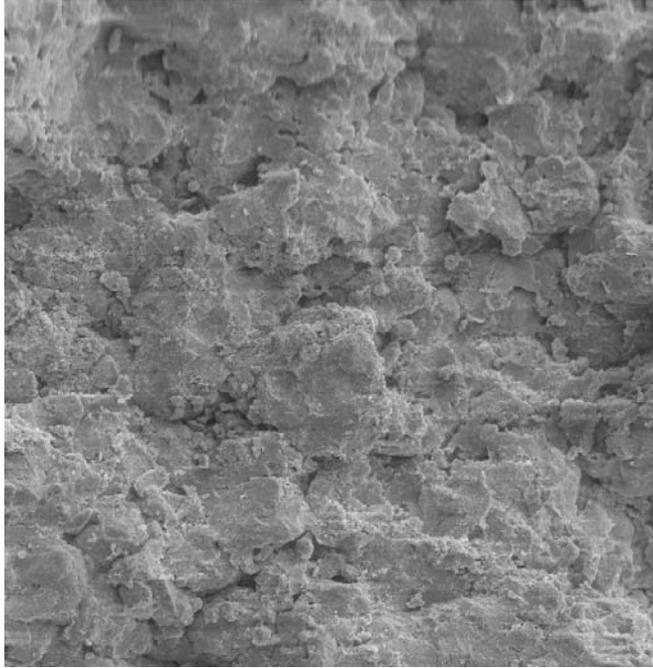


Fig. 5 – Estrutura do solo-cimento com sete dias de cura.

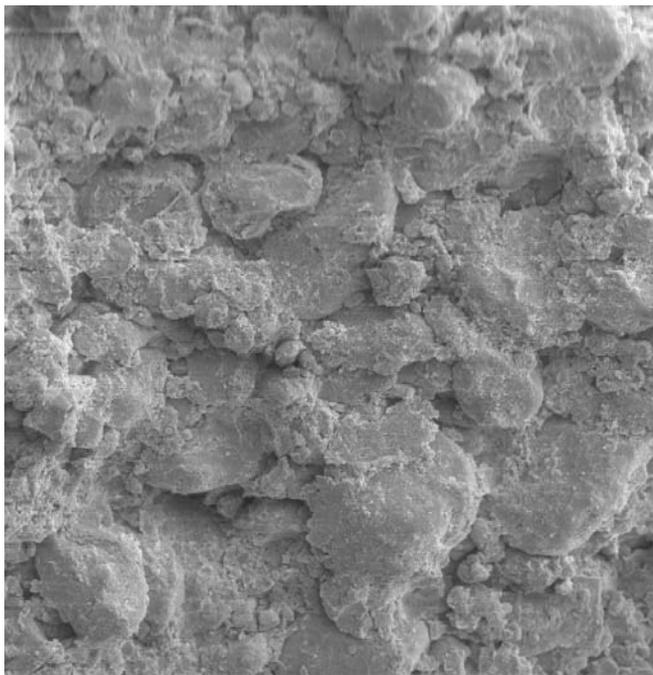


Fig. 6 – Estrutura do solo-cimento com quatorze dias de cura.

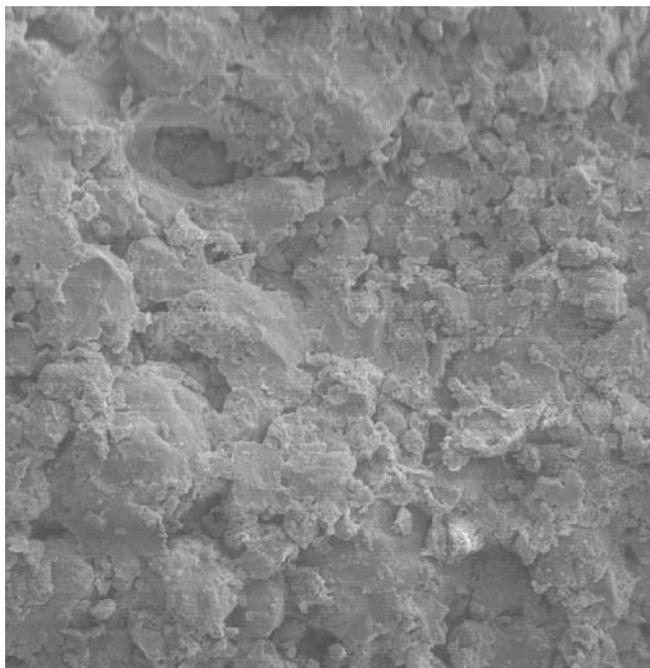


Fig. 7 – Estrutura do solo-cimento com vinte e oito dias de cura.

4 – DISCUSSÃO

O tempo de cura mostrou ter uma influência importante no comportamento contrátil das misturas, mostrando uma redução dos valores de contração com o tempo. Isso provavelmente se deve à hidratação das moléculas do aglomerante, que faz com que ocorram as reações químicas responsáveis pela cimentação dos grãos do solo.

Quanto maior o tempo de cura mais água presente no CP será consumida pelas reações químicas do processo, restando menos água a ser perdida para o meio. Essa menor quantidade de água a ser perdida aliada à cimentação dos grãos proporciona uma redução nos valores de contração do solo.

Ao se analisarem os resultados dos ensaios de contração de CPs imediatamente após a moldagem e CPs com 60 dias de cura, percebe-se essa redução proporcionada pelo estabilizante ao longo do tempo de cura.

Para discutir a eficácia do ensaio de contração livre em amostras compactadas miniatura para simular as condições de contração em barreiras no campo é importante primeiro analisar a forma que tal contração se daria no campo, e verificar as diferenças entre as condições de perda d'água nas duas situações.

A perda de água do solo, razão primeira da contração é função da superfície de solo exposta ao ar e quanto maior for a área de solo exposta ao ar maior será a quantidade de água perdida pelo solo.

Sendo assim, é fácil verificar que os CPs em laboratório apresentam área exposta significativamente maior, já que ficam com toda área superficial exposta, ocasionando maior perda d'água.

Os ensaios de laboratório expõem a amostra a uma condição de contração mais severa que a condição de exposição no campo, podendo-se esperar, portanto, que o processo de contração seja menos intenso no campo.

Não foi possível identificar diferenças significativas entre os valores de contração axial e diametral nos ensaios realizados. Os resultados indicam valores percentuais de contração diametral ligeiramente maiores com o tempo, porém tais diferenças são muito pequenas (em média 9,64%).

Tais diferenças podem ser explicadas pela diferença entre as áreas expostas ao ar. No ensaio em que se mede a contração axial o CP é colocado na vertical e sua base fica em contato com uma placa de acrílico (Figura 2), portanto não totalmente exposto ao ar. Nos ensaios com medida de contração diametral o CP fica na posição horizontal com contato mínimo com o suporte (Figura 3), deixando área ligeiramente maior exposta ao ar.

Em termos de tempo de ensaio, verifica-se que a maior parte da contração ocorre nas primeiras horas de ensaio, diminuindo sua intensidade com o tempo. Isso é facilmente verificado num gráfico de contração x tempo. Este gráfico apresenta uma reta ascendente de grande inclinação nas primeiras horas de ensaio.

Após esta brusca variação o CP começa a apresentar um comportamento mais equilibrado com tendência a se estabilizar, apresentando variações volumétricas menos consideráveis, como ilustrado nas Figuras 8 a 11. Em tais figuras é possível se observar ainda que mesmo com as menores contrações finais obtidas após maiores tempos de cura (28 e 60 dias) o maior percentual de contração limita-se as primeiras 40 ou cinquenta horas.

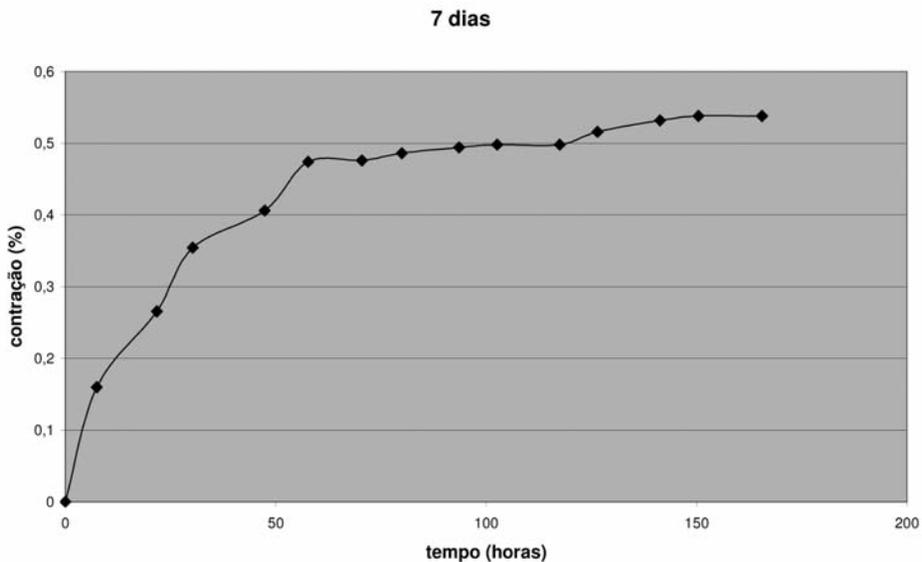


Fig. 8 – Gráfico padrão de contração x tempo - mistura com 7 dias de cura.

Na literatura não se encontra valor limite de contração para camadas de solo compactadas com a finalidade barreiras selantes, porém Nogami & Villibor (1995) apresentam uma classificação de comportamento contrátil para corpos-de-prova compactados nas mesmas condições de compactação usadas neste trabalho (massa volúmica aparente seca máxima da energia normal). Os autores classificam o comportamento contrátil conforme o Quadro 7.

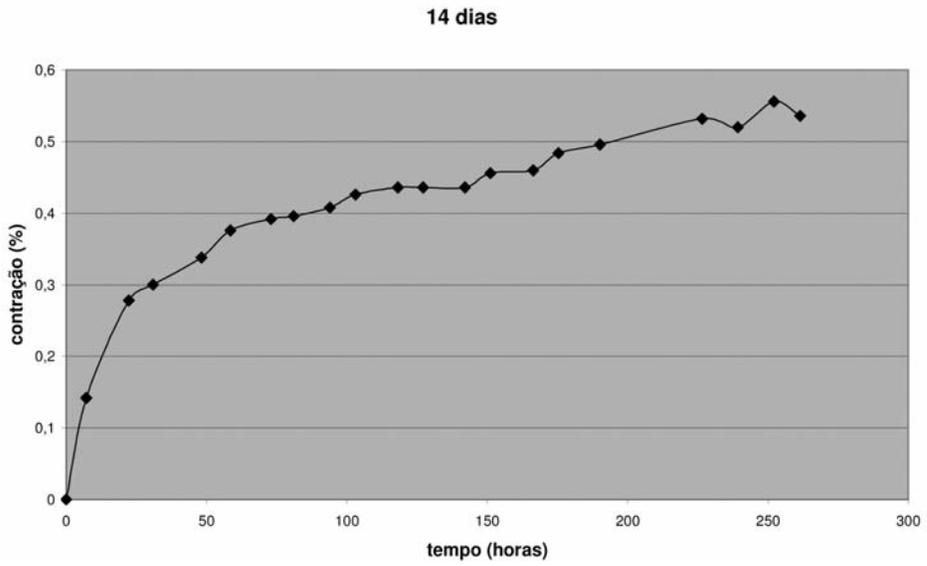


Fig. 9 – Gráfico padrão de contração x tempo - mistura com 14 dias de cura.

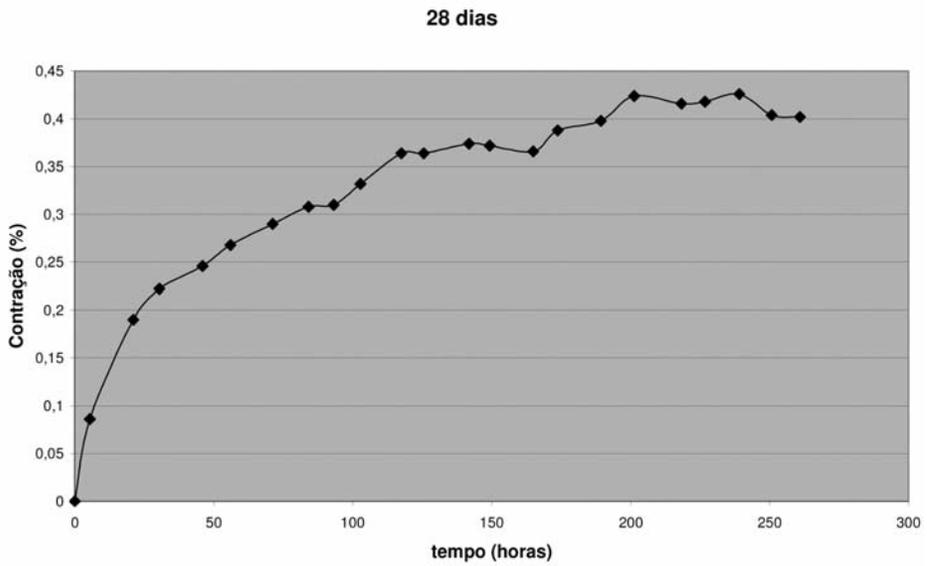


Fig. 10 – Gráfico padrão de contração x tempo - mistura com 28 dias de cura.

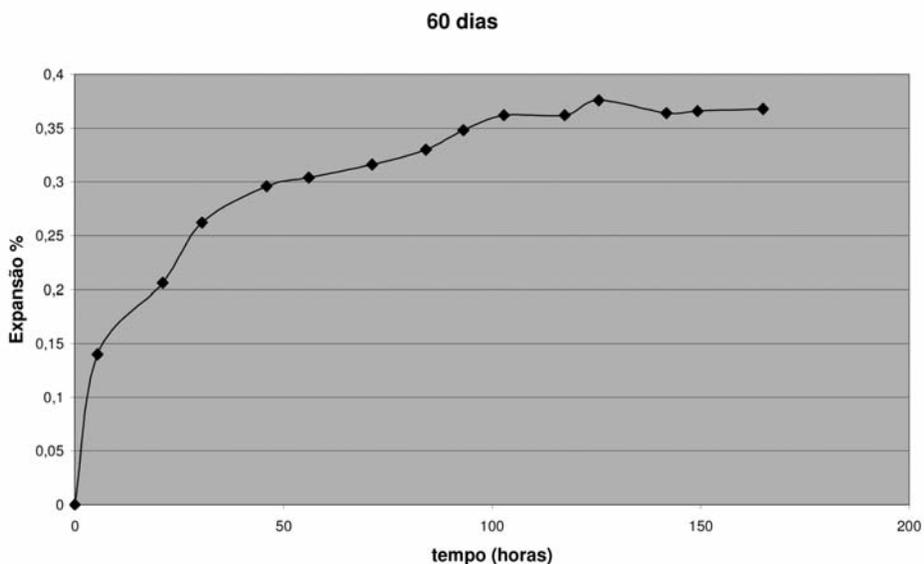


Fig. 11 – Gráfico padrão de contração x tempo - mistura com 60 dias de cura.

Quadro 7 – Valores de limites de contração para solos tropicais (Nogami e Villibor, 1995).

CONTRAÇÃO	Elevada	> 3%
	Média	0,5 a 3%
	Alta	< 0,5%

Como se pode observar no Quadro 5 o maior valor de contração foi 0,67%, obtido num CP ensaiado imediatamente após a moldagem. Este valor o classifica como um solo de contração média.

Porém, observa-se que quanto maiores os tempos de cura, menores os valores de contração, evidenciando a melhora proporcionada pela estabilização química. Os CPs ensaiados aos vinte e oito e aos sessenta dias apresentaram contrações abaixo de 0,5 %, passando a ser classificados como solos de baixa contração.

Também foram feitos ensaios de contração em CPs sem a adição de aglomerante, ou seja, somente de solo compactado nos seus parâmetros ótimos. O objetivo era obter valores de contração do solo com e sem aglomerante e analisar as possíveis melhoras causadas pela estabilização.

O Quadro 6 mostra os resultados deste experimento e, como se pode observar, não há diferenças significativas entre os valores de contração de CPs com e sem aglomerante ensaiados sem tempo de cura.

No entanto, quando se compara CPs sem aglomerante e CPs com aglomerante com tempo de cura superior a vinte e oito dias percebe-se os efeitos da ação do aglomerante diminuindo a contração.

Essa melhora faz com que o solo passe a ser classificado como solo de baixa contração, já que após os 28 dias de cura os CPs apresentaram contrações abaixo dos 0,5 %.

5 – CONCLUSÕES

Os valores de contração obtidos são baixos e justificam o uso das misturas como barreiras de proteção ambiental.

Os corpos de prova contendo as misturas apresentaram menores valores de contração que o solo puro compactado após vinte e oito dias de cura mostrando que os aglomerantes utilizados (cal e cimento) atuaram reduzindo o comportamento contráctil do solo.

Os resultados obtidos juntamente com os estudos anteriores, que avaliaram a condutividade hidráulica e a capacidade de retenção de íons das misturas estudadas, indicam que essas misturas reúnem as condições para seu uso como barreira selante.

6 – REFERÊNCIAS

- ABNT Associação Brasileira de Normas Técnicas (1977a). MB-28 – Determinação da Massa Específica dos Grãos de Solo.
- ABNT Associação Brasileira de Normas Técnicas (1977b). MB-30 – Determinação dos Limites de Liquidez do Solo.
- ABNT Associação Brasileira de Normas Técnicas (1977c). MB-31 – Determinação do Limite de Plasticidade e Índice de Plasticidade de Solos.
- ABNT Associação Brasileira de Normas Técnicas (1977d). MB-32 – Análise granulométrica de solos.
- ABNT Associação Brasileira de Normas Técnicas (1977e). MB-33 – Ensaio de Compactação.
- Alcântara, M.A.M. & Lima, D.C. (1997). As variáveis de controle da capacidade portante na produção de material solo-cal. In: Jornadas Sul-Americanas de Engenharia Estrutural, 28, 1997, São Carlos. Anais..., EESC/USP, São Carlos, p. 1891-1897.
- Alcântara, M.A.M. & Lollo, J.A. (1999). Evaluation of mechanic performance of lime-soil mixtures under distinct exposition conditions. Journal of Nepal Geological Society – Special Issue, vol. 21, Nepal Geological Society, Kathmandu, Nepal, p. 162-166.
- IAC Instituto Agrônomo de Campinas (1994). Levantamento pedológico semidetalhado de alguns municípios da região de influência do Conjunto Hidrelétrico de Urubupungá – Estado de São Paulo. São Paulo, Instituto Agrônomo da Campinas, escala 1:100.000.
- IBGE Instituto Brasileiro de Geografia E Estatística (2002). Pesquisa Nacional de Saneamento Básico. Rio de Janeiro. CD-ROM.
- IPT Instituto de Pesquisas Tecnológicas (1988). Levantamento pedológico da área do Cinturão verde da cidade de Ilha Solteira - SP. São Paulo, Instituto de Pesquisa Tecnológicas, escala 1:6.000.
- Leite, J.C. (1995). Metodologia para a elaboração da carta de susceptibilidade à contaminação e poluição das águas subsuperficiais. São Carlos: EESC/USP. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.
- Lo, I.M.C.; Liljestrand, H.M.; Khim, J. & Shimizu, Y. (1996). Clay liner materials for land disposal of hazardous non-metal wastes. Water Science Technology, v. 33, n. 8, p. 71-77.
- Nogami, J. S. & Villibor, D. F. (1995). Pavimentação de baixo custo com solos lateríticos. Villibor, São Paulo, 240p.

- Ribeiro, R.V.A. (2002). Avaliação do desempenho hidráulico de liners produzidos com solo laterítico arenoso compactado estabilizado quimicamente. Ilha Solteira – SP: 87p. Dissertação (mestrado) – Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira - FEIS/UNESP.
- Rizzo, R.P. (2004). Avaliação da condutividade hidráulica em solo laterítico arenoso compactado estabilizado com cimento para uso como liner. Ilha Solteira – SP, 98p, Dissertação (mestrado) - Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira FEIS/UNESP.

COMPORTAMENTO DE UM MODELO DE LABORATÓRIO EM SOLO GRAMPEADO

Behavior of a soil nailing model built in the laboratory

Fagner França*

Benedito Bueno**

RESUMO – Este trabalho descreve o comportamento de um modelo de solo grampeado construído em laboratório, em uma caixa metálica rígida (1,80m x 1,55m x 1,80m) que assegura o estado plano de deformações e permite aplicação de sobrecarga. O modelo foi instrumentado e testado com o propósito de fornecer informações sobre o comportamento deste tipo de estrutura e obter sugestões para os parâmetros de projeto. A instrumentação incluiu a instalação de extensômetros elétricos nos grampos e medidas de deslocamento do modelo. As análises foram executadas para as condições de fim da construção e após a aplicação da sobrecarga. Foram executados ensaios de arrancamento seguidos da extração dos grampos ensaiados. Uma superfície potencial de ruptura foi sugerida para cada caso. Foi possível também avaliar o modelo em relação aos deslocamentos e forças nos grampos.

SYNOPSIS – This paper presents a soil nailing model built in the laboratory. Model construction in a metallic rigid box (1.80m x 1.55m x 1.80m) ensured plane strain conditions. Model instrumentation and tests provided information about soil nailing behavior and design parameters. Instrumentation consisted of strain gages on nails and displacement transducers to monitor face and soil mass movements. We analyzed two different situations, before and after surcharge application, and suggested a potential slip surface for each situation. The last experimental step consisted of nail pullout tests followed by their complete extraction. Finally, we analyzed the prototype behavior related to displacements and load in nails.

PALAVRAS CHAVE – Solo grampeado, arrancamento, deslocamento do solo.

1 – INTRODUÇÃO

Solo grampeado é uma técnica de estabilização de taludes e escavações. É uma solução de grande flexibilidade, adaptando-se a diferentes geometrias da obra e tipos de solo. Utiliza equipamentos reduzidos e apresenta custos competitivos comparado a outras técnicas. A técnica consiste na introdução de reforços (grampos) no solo após uma etapa de escavação, seguida da execução da face, comumente realizada com concreto projetado reforçado por uma tela metálica ou com adição de fibras. O principal objetivo da técnica de solo grampeado é restringir os deslocamentos do solo durante e após a escavação. Isto resulta em um talude mais seguro e estável.

Apesar das vantagens técnicas e econômicas e do vasto número de obras em solo grampeado já executadas no mundo, apenas um pequeno número de estruturas foi monitorado apropriadamente, especialmente no Brasil (Pitta et al., 2003). A instrumentação usual em obras consiste em medições de deslocamentos horizontais do maciço reforçado através de inclinômetros (Azambuja et al., 2003;

* Mestre em Geotecnia, Departamento de Geotecnia, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. E-mail: fagner@sc.usp.br

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

Décourt et al., 2003) e na utilização de extensômetros elétricos para medição dos esforços nos grampos (Feijó e Ehrlich, 2005).

O monitoramento de obras experimentais em escala real apresenta como desvantagem principal a heterogeneidade do maciço de solo, o que pode dificultar a análise dos resultados (Feijó e Ehrlich, 2005). Em vista disso, a utilização de modelos tornou-se uma prática comum (Kim et al., 1995; Raju et al., 1997). O estudo do comportamento de um modelo de solo grampeado permite maior controle das condições de contorno, tais como, a geometria do problema e as condições do solo. É importante frisar que embora tragam vantagens às pesquisas, por se ter um conhecimento mais profundo do seu comportamento, o estudo em modelos de laboratório peca por não reproduzir a estrutura do solo no campo. Apesar desta deficiência, os modelos de laboratório têm sido empregados para se avançar no entendimento fenomenológico da técnica de solo grampeado.

Nas obras de solo grampeado, os deslocamentos são inevitáveis e necessários, pois a mobilização do atrito entre o solo e o grampo requer alguma deformação do solo (Guilloux e Schlosser, 1982). Os deslocamentos horizontais e verticais diminuem com a profundidade e com a distância da face (Clouterre, 1991; Shen et al., 1981), mas há predomínio dos deslocamentos horizontais. O deslocamento horizontal máximo encontra-se comumente entre 0,1 e 0,4% da altura da contenção (Cartier e Gigan, 1983; Clouterre, 1991), valores suficientes para ativar o solo, pois deslocamentos horizontais da ordem de 0,1% da altura do anteparo são suficientes para levar o maciço de solo ao estado ativo. Outros autores relatam valores de 0,67% (Azambuja et al., 2003), o que demonstra a dificuldade em prever tais deslocamentos devido ao elevado número de fatores que podem influenciar neste valor.

As tensões cisalhantes desenvolvidas entre o solo e o grampo é que proporcionam a estabilização da obra de solo grampeado. Portanto, a resistência ao cisalhamento da interface solo-grampo (q_s), também conhecida como atrito unitário, tem papel fundamental nos projetos deste tipo de contenção de taludes e pode ser definida matematicamente como explicitado na Equação 1.

$$q_s = \frac{T}{\pi \phi L} \quad (1)$$

q_s – resistência ao cisalhamento da interface solo-grampo (kPa);

T – força de arrancamento (kN);

ϕ – diâmetro do grampo (m);

L – comprimento do grampo (m).

A determinação de q_s pode ser feita a partir de métodos empíricos nas fases preliminares do projeto. Clouterre (1991) propõe que os a resistência de interface seja estimada a partir da pressão limite obtida nos ensaios pressiométricos. Lazarte et al. (2003), por sua vez, apresenta correlações obtidas computacionalmente para a previsão inicial da resistência de interface, recomendadas pela *Federal Highway Administration*. Contudo, para a elaboração de projetos, esta estimativa inicial deve, preferencialmente, ser comprovada através de ensaios de arrancamento em campo. A falta desses ensaios em campo pode levar a casos de ruptura da obra por arrancamento dos grampos (Guilloux e Schlosser, 1982). A definição da superfície de ruptura e as quantificações da resistência de interface e das deformações horizontais são fatores que devem ser adequadamente definidos para elaborar projetos seguros e econômicos.

Diante do exposto, verifica-se a necessidade de trabalhos que utilizam a técnica de solo grampeado em solos tropicais, típicos do Brasil. Nesse contexto, este trabalho apresenta a construção de um modelo no Laboratório de Geossintéticos do Departamento de Geotecnia da Escola de Enge -

nharia de São Carlos da Universidade de São Paulo. O modelo foi construído em solo laterítico de acordo com as recomendações de projeto encontradas na literatura (Clouterre, 1991; Bruce e Jewell, 1987) e instrumentado com extensômetros elétricos nos grampos e medidas de deslocamentos. Foram executados ensaios de arrancamento seguidos da extração completa dos grampos. O objetivo deste trabalho abrange a obtenção de informações sobre o comportamento desse tipo de estrutura (deslocamento do maciço, superfície de ruptura potencial), de sugestões para os parâmetros de projeto e de definições relacionadas ao arrancamento dos grampos (valores máximos de resistência ao arrancamento e deslocamento para a sua total mobilização). Este artigo discute os principais resultados obtidos na pesquisa.

2 – MATERIAIS E MÉTODOS

2.1 – Caixa de ensaio

O modelo em solo grampeado foi construído em uma caixa metálica rígida, com 1,80 m de altura, 1,55 m de largura e 1,80 m de comprimento (Figura 1). A face frontal da caixa de ensaio é formada por segmentos horizontais de madeira, com 50 mm de espessura e 250 mm de altura, exceto pelo segmento inferior, que possui 425 mm de altura. Após a compactação do solo no interior da caixa de ensaio, a remoção dos segmentos frontais simulou as etapas sucessivas de escavação.

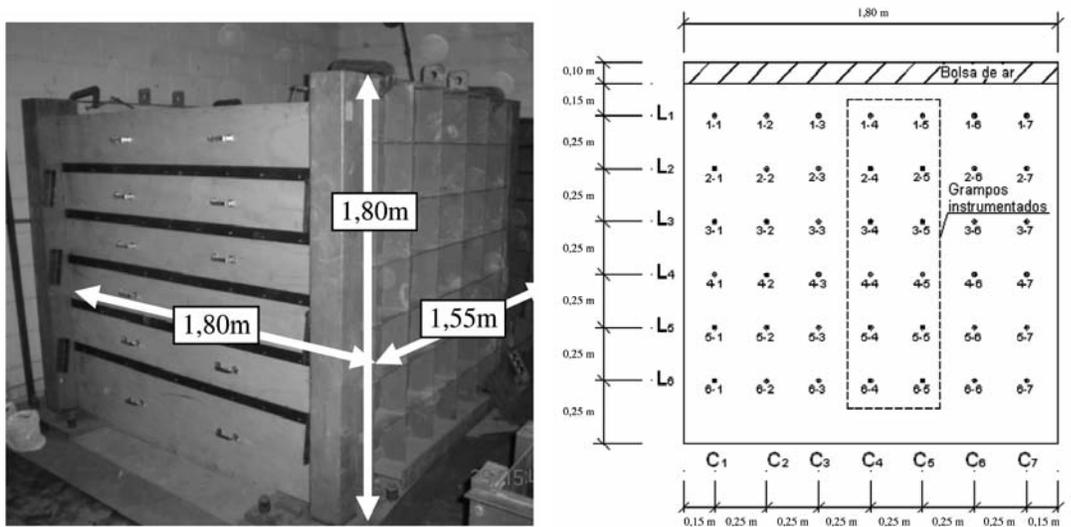


Fig. 1 – Caixa de ensaio utilizada nesta pesquisa (esquerda) e distribuição dos grampos em seu interior (direita).

As paredes laterais da caixa de ensaio foram forradas por um par de geomembranas entremeadas com graxa para reduzir a influência das paredes laterais da caixa de ensaio. A seção central foi tomada como representativa do comportamento da estrutura em solo grampeado.

Os grampos consistiam de barras de aço (CA-50), com 1,3 m de comprimento e diâmetro nominal de 8 mm, envoltas em calda de cimento. Para tanto, os grampos foram instalados em furos com 26 mm de diâmetro, inclinação de 10° com a horizontal e preenchidos com calda de cimento sob ação da gravidade. O espaçamento entre grampos, vertical e horizontal, foi mantido constante e igual a 250 mm. A Figura 1 também apresenta a distribuição dos grampos na caixa de ensaio com destaque para as duas seções instru-

mentadas com extensômetros elétricos (C4 e C5) de forma a registrar as deformações e forças nos grampos. Os grampos foram numerados segundo a sua localização na caixa de ensaio, cujo primeiro valor corresponde à linha e o segundo refere-se à coluna na qual o grampo se encontra.

Para simular carregamentos externos aplicou-se uma sobrecarga no topo do modelo usando uma bolsa de ar comprimido. O programa experimental previu a aplicação de uma pressão de 50 kPa.

O modelo representa um protótipo em solo grampeado com altura de 6,8 m. Isto foi obtido através da consideração de um fator de escala igual a quatro. As dimensões simuladas foram baseadas nas recomendações de projeto de Bruce e Jewell (1987) e Clouterre (1991). A comparação entre as propriedades do modelo e aquelas obtidas dos autores citados acima são apresentadas no Quadro 1.

Quadro 1 – Comparação entre as propriedades do modelo e as recomendações dadas por Bruce e Jewell (1987) e Clouterre (1991).

Propriedade	Dimensão no modelo (dimensão simulada)	Bruce e Jewell (1987)	Clouterre (1991)
Espaçamento ($S_h=S_v$)	0.25 m (1.0 m)	0.7 a 2.2 m	$1m^2 \leq S_v, S_h \leq 6m^2$
L/H	0.80	0.50 a 0.80	0.80 a 1.20
Diâmetro do furo	27.0 mm (108.0 mm)	49 a 127 mm	200 a 600 mm
Diâmetro da barra de aço	8.0 mm (32.0 mm)	16 a 57,2 mm	–
Inclinação do grampo	10°	10° a 15°	5° a 20°

Nota: S_h = espaçamento horizontal entre grampos; S_v = espaçamento vertical entre grampos; L = comprimento dos grampos; H = altura máxima do muro em solo grampeado.

2.2 – Solo

O solo utilizado na pesquisa foi uma areia argilosa de média plasticidade ou SC, segundo o *Unified Soil Classification System* (USCS). Os resultados destes ensaios são resumidos no Quadro 2. A Figura 2 apresenta a curva granulométrica e a curva de compactação (teor de umidade ótimo igual a 16,0% e peso específico seco máximo igual a 17,8 kN/m³).

2.3 – Instrumentação

A instrumentação consistiu na instalação de extensômetros elétricos ao longo dos grampos em quatro posições diferentes (Figura 3a) e em medidas de deslocamento da face durante e após a construção. Os extensômetros elétricos foram instalados na lateral das barras de aço para reduzir a influência de possíveis momentos fletores (Figura 3b). Durante a construção, os deslocamentos da face foram medidos através de relógios comparadores instalados na superfície do modelo (Figura 3c). A 50 mm da face foram dispostos dois medidores de deslocamento para determinar o deslocamento horizontal e vertical da face. Um terceiro medidor de deslocamento foi posicionado a 750 mm da face para medida dos deslocamentos horizontais. Após o término da construção, os deslocamentos da face foram tomados através de *Linear Variable Displacement Transducers* (LVDT's).

Quadro 2 – Resultados dos ensaios de caracterização e compactação (energia normal) do solo utilizado nesta pesquisa.

Propriedade	Valor
Peso específico dos sólidos (kN/m^3)	26,4
Limite de liquidez (%)	39
Índice de plasticidade (%)	10
Peso específico seco máximo (kN/m^3)	17,8
Teor de umidade ótimo (%)	16,0
Teor de areia (%)	62,0
Teor de silte (%)	4,0
Teor de argila (%)	34,0
Classificação USCS	SC

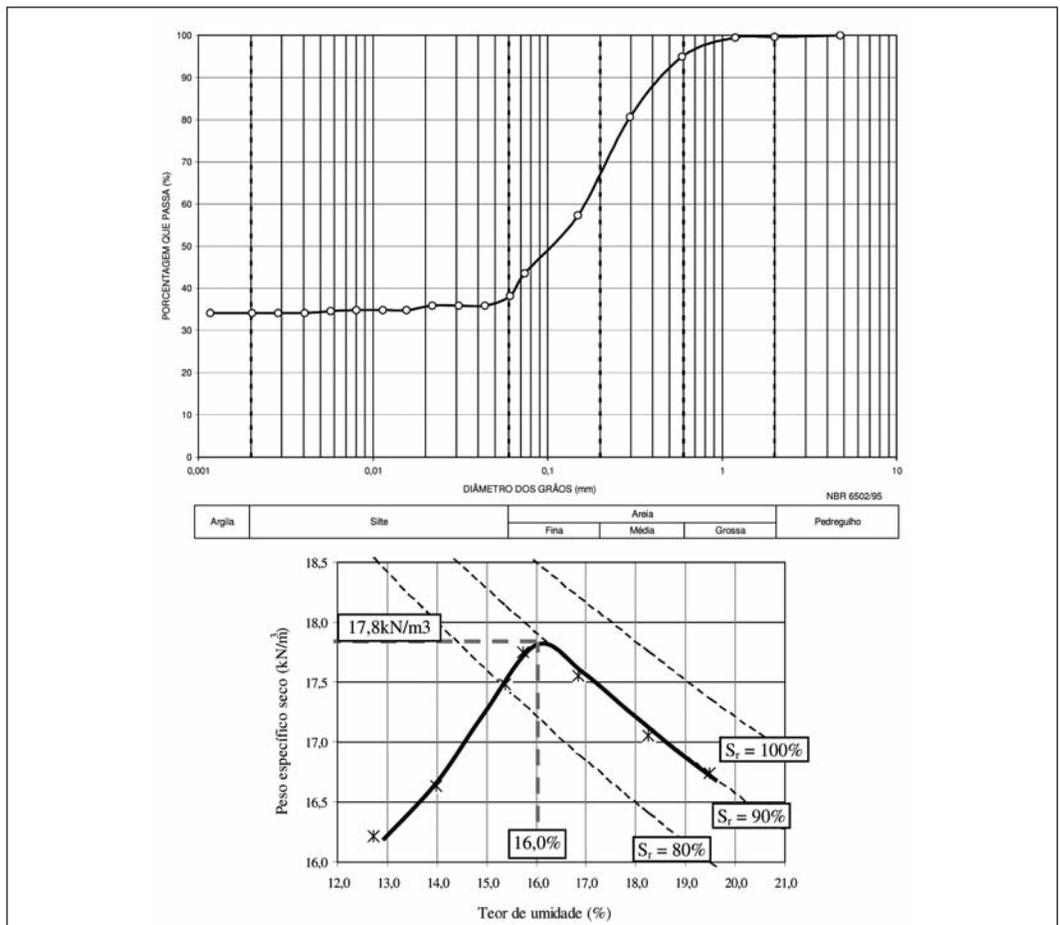


Fig. 2 – Curva granulométrica (acima) e curva de compactação com energia normal (abaixo) obtidos para o solo utilizado nesta pesquisa.

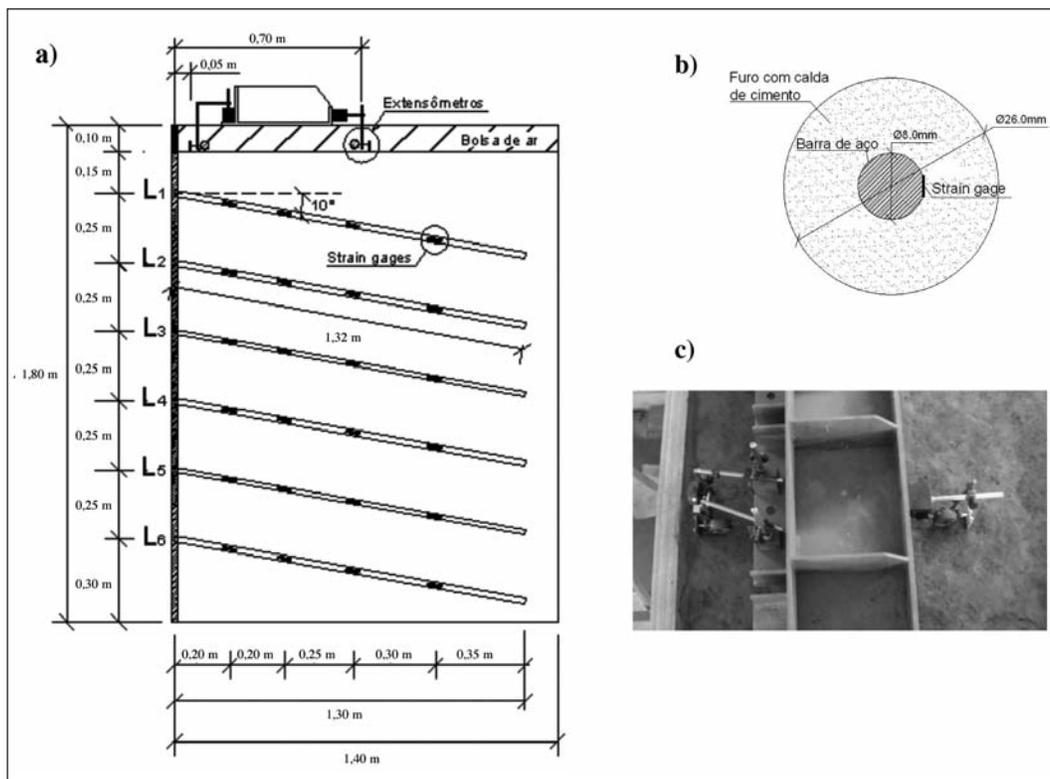


Fig. 3 – a) Localização dos extensômetros elétricos ao longo dos grampos instrumentados (colunas C4 e C5). b) Posição do extensômetros elétricos na barra de aço que forma o grampo. c) Detalhe da disposição dos medidores de deslocamento na superfície do modelo.

2.4 – Construção do modelo

O primeiro estágio da execução do modelo foi o enchimento da caixa de ensaio com solo compactado. A compactação do maciço foi efetuada com soquete manual e resultou nos valores (peso específico seco e teor de umidade) mostrados na Figura 4.

A seqüência executiva da construção do modelo reproduziu a prática comum em obra de solos grampeados, ou seja, escavação, instalação dos grampos e execução da face. A remoção sucessiva dos segmentos de madeira simulou a etapa de escavação.

A instalação dos grampos consistiu na perfuração do maciço com trado manual de 25 mm de diâmetro, seguida da introdução da calda de cimento no furo e da barra de aço. Introduziu-se a calda de cimento no furo sob ação da gravidade, por meio de um tubo o que garantiu que toda a extensão do furo fosse preenchida. A calda foi produzida com cimento de alta resistência inicial e água, com fator água-cimento igual a 0,5 em peso. A resistência a compressão uniaxial da calda de cimento atingiu 45 MPa aos sete dias de cura submersa e foi mensurada a partir de ensaios em corpos de prova moldados durante a aplicação da calda de cimento. A calda de cimento apresentou boa trabalhabilidade até duas horas após o seu preparo, tempo suficiente para a execução de uma linha de grampos. Dois centralizadores instalados em cada barra de aço garantiram um recobrimento homogêneo de calda de cimento (9,5 mm). A face exposta foi revestida apenas com aplicação de calda de cimento com o objetivo de conter erosões superficiais e de reduzir a perda de umidade do maciço

de solo. Aplicou-se uma sobrecarga de 50 kPa três dias após o término da construção do modelo em solo pregado, ou seja, com tempo suficiente para a cura da calda de cimento da última linha de grampos.

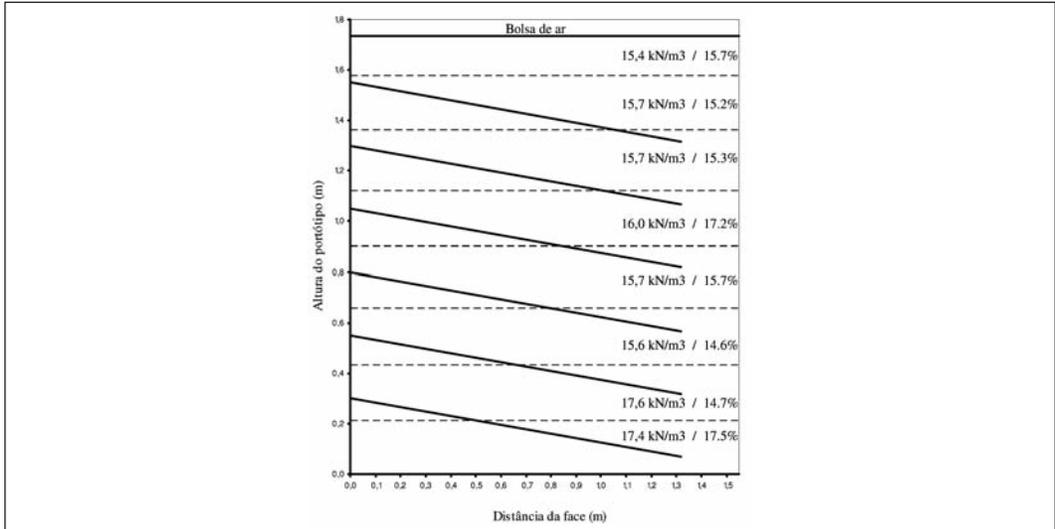


Fig. 4 – Peso específico seco e teor de umidade para cada camada compactada.

2.5 – Ensaio de arrancamento

Os ensaios de arrancamento foram executados com velocidade média de 2,3 kN/min após a aplicação da sobrecarga (50 kPa). Para isto, foi montado um pórtico metálico rígido fixo ao chão, sem nenhum contato com o modelo, onde todo o sistema de medição foi acoplado. Nestes ensaios aplicou-se força de tração com um macaco hidráulico e registraram-se deslocamentos ao longo do tempo, com o uso de medidor de deslocamento (Figura 5) até atingir um valor residual da força de arrancamento. A extração completa dos grampos foi feita em seguida e visou verificar a redistribuição dos esforços no interior do maciço com a ausência de cada grampo.

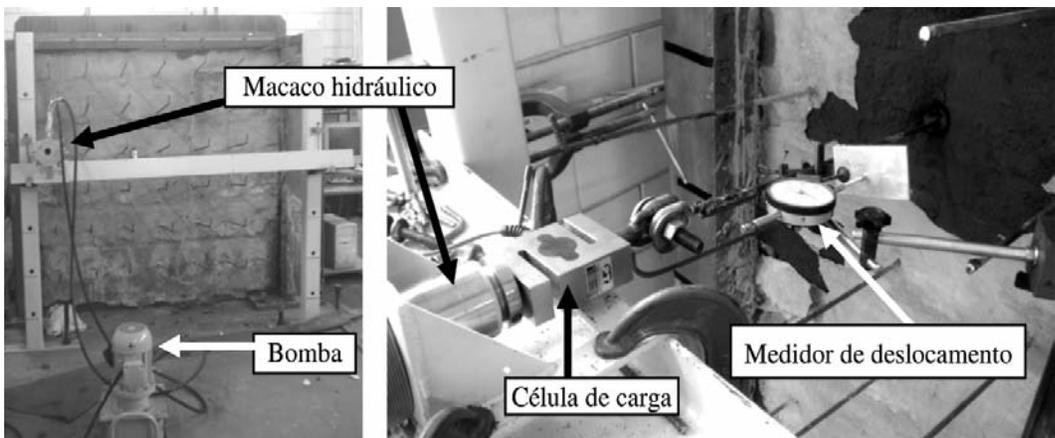


Fig. 5 – Equipamentos utilizados nos ensaios de arrancamento (vista geral à esquerda e vista detalhada à direita).

3 – RESULTADOS E DISCUSSÃO

3.1 – Deslocamentos do solo

As medidas de deslocamentos durante a construção do modelo foram realizadas a partir de extensômetros mecânicos instalados na superfície. A evolução dos deslocamentos é apresentada na Figura 6 que permitiu o cálculo da taxa de variação dos deslocamentos, em mm/dia (Quadro 3).

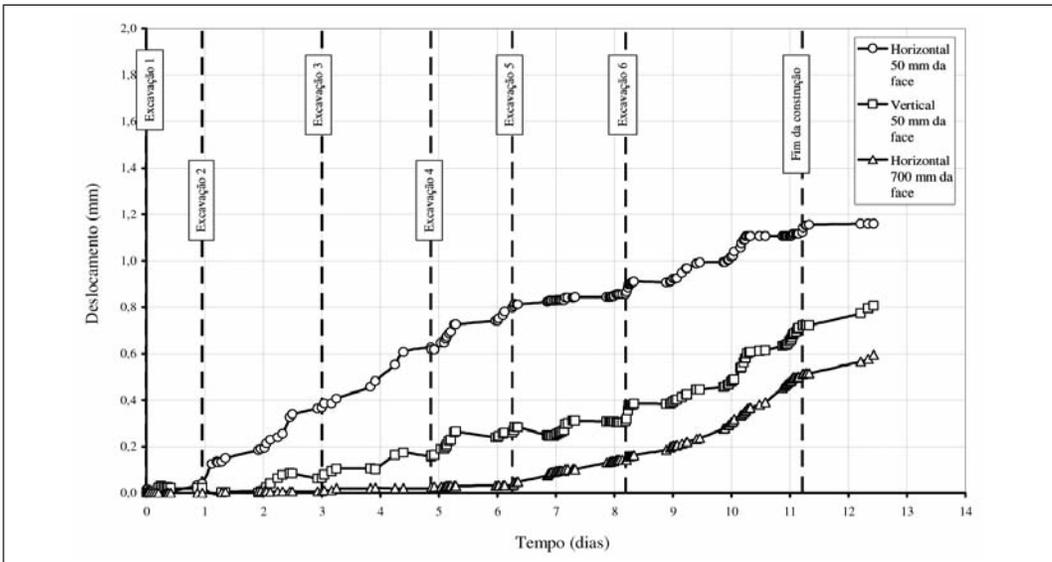


Fig. 6 – Evolução dos deslocamentos medidos durante a construção do modelo em solo grampeado.

Quadro 3 – Taxa média de incremento dos deslocamentos medidos (mm/dia).

Etapa	d_h 50 mm	d_v 50 mm	d_h 750 mm	Tempo (dias)
Linha L ₁	0,027	0,021	0,000	0,96
Linha L ₂	0,161	0,022	0,002	2,04
Linha L ₃	0,139	0,049	0,008	1,86
Linha L ₄	0,123	0,075	0,009	1,39
Linha L ₅	0,030	0,025	0,056	1,94
Linha L ₁	0,088	0,137	0,123	3,02

Nota: Linha L_i = execução da linha de grampos de índice i; d_h 50 mm = taxa de incremento dos deslocamentos horizontais a 50 mm da face; d_v 50 mm = taxa de incremento dos deslocamentos verticais a 50 mm da face; d_h 750 mm = taxa de incremento dos deslocamentos horizontais a 750 mm da face; Tempo = tempo para a execução da etapa.

Os deslocamentos horizontais a 50 mm da face apresentaram um pequeno incremento durante a execução da primeira linha de grampos (0,026 mm) e o maior acréscimo durante a construção da segunda linha de grampos (0,161 mm). A taxa de crescimento dos deslocamentos horizontais a 50 mm da face foi reduzida à medida que cada linha de grampo foi executada, exceto pela última linha (L₆), cuja execução provocou um deslocamento de 0,088 mm no maciço, devido, provavelmente, à sua

maior profundidade de escavação (425 mm). Ao final da construção, o deslocamento horizontal a 50 mm da face atingiu 1,123 mm e 1,159 mm 29 horas depois.

Os deslocamentos verticais a 50 mm da face apresentaram taxas de incremento crescentes até a execução da linha L₄. A construção da linha L₅ impôs um deslocamento vertical de 0,025 mm. Contudo, a execução da linha L₆ resultou num deslocamento vertical de 0,137 mm. O deslocamento vertical a 50 mm da face atingiu 0,721 mm ao final da construção e 0,807 mm 29 horas depois.

Os deslocamentos horizontais a 750 mm da face também apresentaram incrementos crescentes à medida que o modelo foi executado. Contudo, o início desses deslocamentos ocorreu, expressivamente, apenas a partir da quinta etapa de escavação, atingindo 0,512 mm ao final da construção e 0,596 mm 29 horas depois.

A comparação entre as leituras de deslocamento horizontal (50 mm e 750 mm da face) mostrou que os maiores valores ocorrem no topo da obra, junto à face. Ao final da construção, os deslocamentos verticais a 50 mm da face foram da ordem de 64% dos deslocamentos horizontais neste ponto. Este comportamento é coerente com as observações relatadas na literatura (Clouterre, 1991; Shen et al., 1981). O deslocamento horizontal máximo na face corresponde a 0,07% da altura do modelo. A estimativa inicial para este valor era de 0,1 a 0,4% da altura do muro (Clouterre, 1991; Bruce e Jewell, 1987).

Os deslocamentos horizontais da face após a aplicação da sobrecarga foram medidos com a utilização de LVDT's em seis alturas diferentes e tomando a seção central como representativa do modelo. O maior valor medido ocorreu no topo do modelo (Figura 7) e atingiu 2,540 mm.

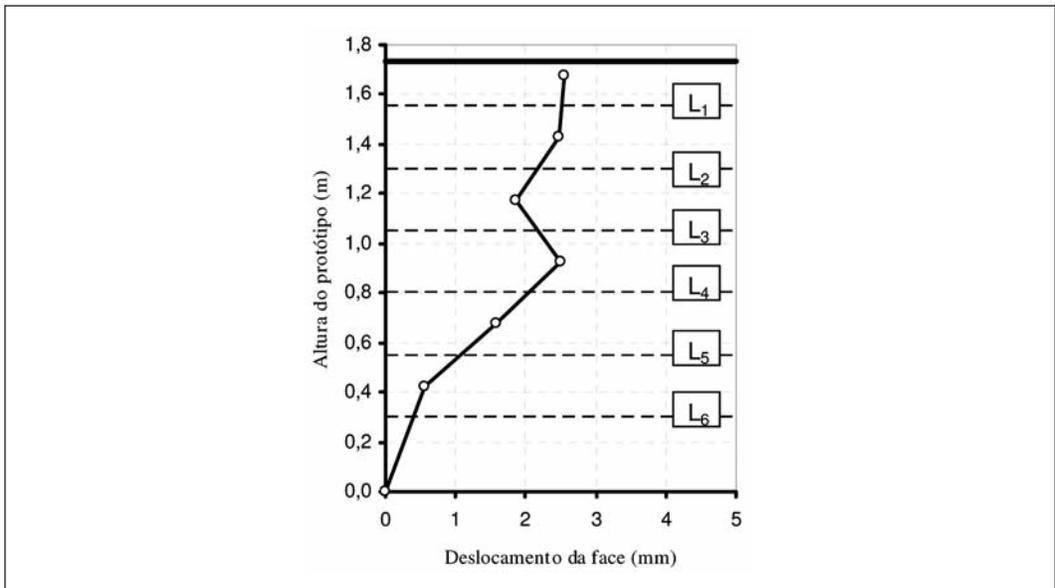


Fig. 7 – Deslocamentos horizontais da face após a aplicação da sobrecarga (50 kPa).

3.2 – Força nos grampos

Um exemplo ilustrativo da evolução da força de tração nos grampos instrumentados ao longo do tempo, acompanhada através das leituras dos extensômetros elétricos, é apresentado na Figura

8. Nota-se que a força de tração cresce com a execução da escavação e que permanece aproximadamente constante até aplicação da sobrecarga, quando apresenta um crescimento súbito. Pequenas oscilações ocorreram ao longo do tempo devido às operações efetuadas no maciço.

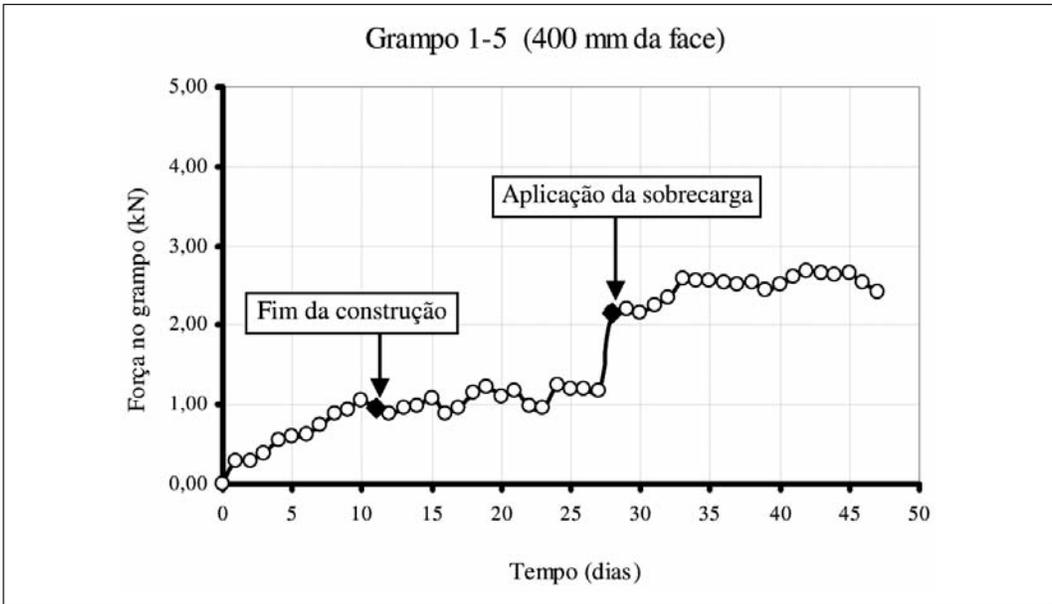


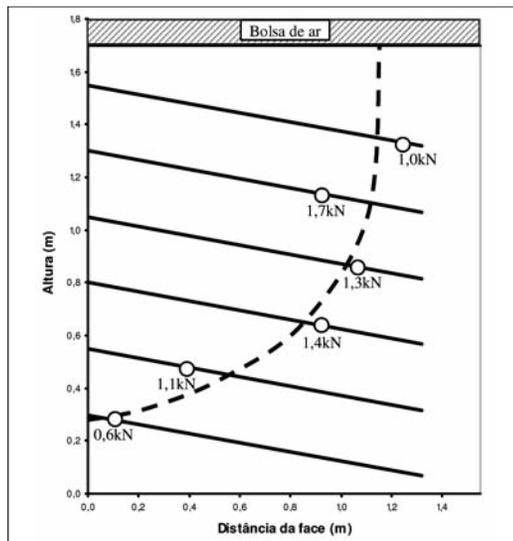
Fig. 8 – Gráfico típico da evolução da força de tração nos grampos instrumentados (grupo 1-5) para o extensômetro elétrico localizado a 400 mm da face.

A instrumentação com extensômetros elétricos permitiu a verificação dos esforços de tração em todos os grampos instrumentados. Na fase de construção, este valor atingiu um máximo de 1,7 kN, na linha L_2 . Nesta mesma linha registrou-se o maior esforço de tração após aplicação da sobrecarga (3,4 kN). Verificou-se ainda que a linha inferior (L_6) foi pouco solicitada nas duas situações analisadas (antes e após a aplicação da sobrecarga). A aplicação da sobrecarga levou a um aumento da força no grampo da linha L_1 de cerca de três vezes em relação ao valor verificado ao final da construção. Esse aumento foi da ordem de duas vezes para as linhas L_2 , L_3 e L_4 e de cerca de 50% para os grampos das linhas L_5 e L_6 .

As superfícies potenciais de ruptura para as duas situações apresentaram a forma de uma espiral logarítmica e permaneceram com uma forma semelhante nas duas situações analisadas, porém mais rasa para antes da aplicação da sobrecarga. Este comportamento foi esperado devido à presença da camada mais compacta na base do modelo com cerca de 430 mm de espessura. A determinação da superfície potencial de ruptura é um parâmetro essencial para projetos, pois condiciona a análise da estabilidade da obra. Comparada com a superfície de ruptura simplificada, sugerida pela norma ABNT/NBR-9286 para terra armada, percebe-se que as superfícies sugeridas na Figura 9 são mais profundas, interceptando o topo do maciço a uma distância entre 0,6 e 0,7H, ao invés do valor 0,3 H recomendado pela referida norma, considerando H como a altura do maciço contido.

A extração completa dos grampos resultou em um incremento de força nos demais grampos da ordem de 1,0 kN, com um valor máximo de 4,2 kN na linha L_2 . As maiores variações foram detectadas próximas à face e nos grampos superiores (linhas L_1 e L_2).

Fim da construção



Após aplicação da sobrecarga

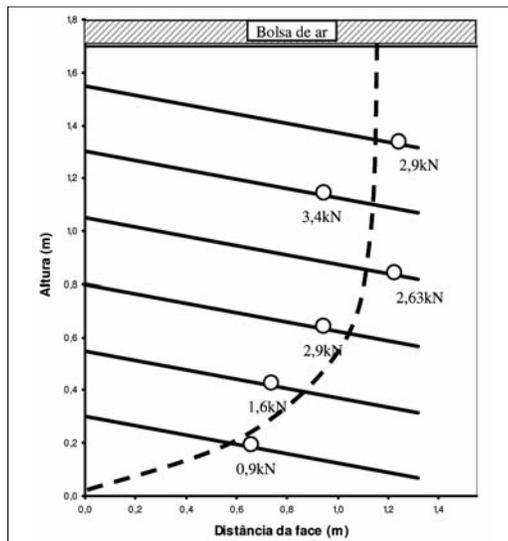


Fig. 9 – Superfície potencial de ruptura sugerida para as duas situações analisadas: fim da construção (esquerda) e após aplicação da sobrecarga (direita). São indicados os pontos de máxima força de tração nos grampos e os seus respectivos valores.

3.3 – Ensaios de arrancamento

Os ensaios de arrancamento foram executados em 12 grampos (4-4, 6-4 e 6-5 e grampos das colunas C_2 e C_6 , exceto 1-2, 1-6 e 2-6). A Figura 10 apresenta um resultado típico (grampo 3-6), com os dois ciclos de carregamento e o primeiro ciclo de carregamento em todos os ensaios executados.

O arrancamento de grampos instrumentados (4-4, 6-4 e 6-5) permitiu verificar a distribuição das forças nos grampos ao longo do ensaio. A Figura 11 apresenta um resultado típico da evolução da força de arrancamento durante o ensaio, no qual são apresentados quatro níveis de carregamento referentes ao atrito lateral do grampo 4-4 (25, 50, 75 e 100% de q_s). A resistência ao cisalhamento de interface reduziu-se a partir da face do modelo, atingindo valores nulos na proximidade da extremidade do grampo quando a força máxima de arrancamento foi aplicada.

O Quadro 4 apresenta um resumo dos resultados dos ensaios de arrancamento. Os grampos situados na linha L_6 foram considerados isoladamente, pois estão inseridos na camada mais inferior do maciço, mais compacta, e fornecem valores que não podem ser comparados aos grampos inseridos na camada menos compacta.

As resistências ao cisalhamento de interface (q_s) foram obtidas a partir dos valores de pico das curvas força de arrancamento versus deslocamento dos grampos. Para os grampos inseridos na camada superior o valor médio de q_s foi de 141,9 kPa e para os grampos da linha L_6 foi igual a 154,7 kPa. Contudo, de forma geral, as resistências ao cisalhamento de interface dos grampos inseridos nas duas camadas apresentaram valores com a mesma ordem de grandeza. Não foi possível quantificar precisamente a variação de q_s devido ao grau de compactação do solo. Verifica-se, portanto, a dificuldade em prever tais valores devido às diferentes condições de contorno (tipo e condições do solo e a geometria da obra, por exemplo). Em termos estatísticos, a média obtida a partir dos resultados dos ensaios não é apropriada para a definição do q_s de projeto devido à grande variabili-

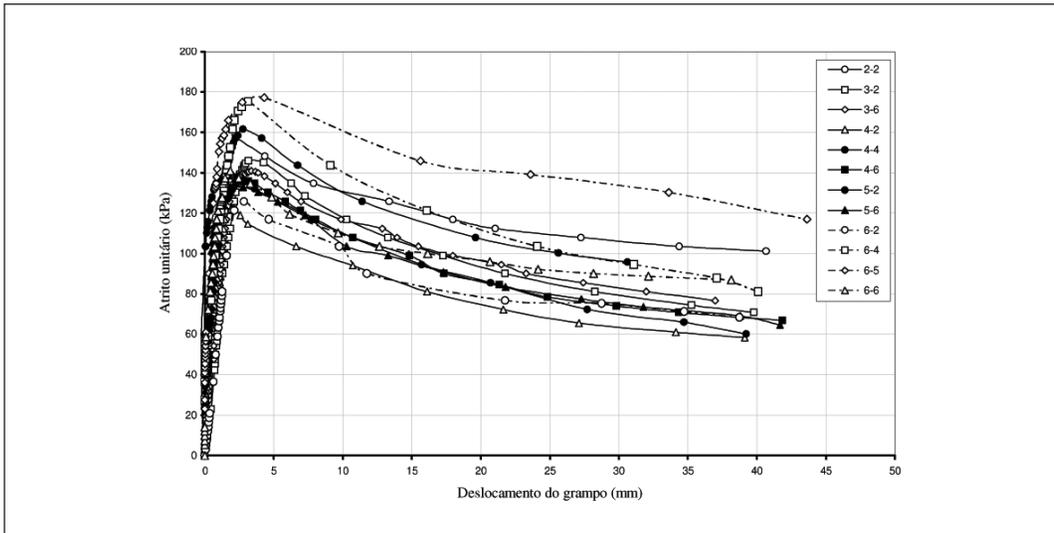
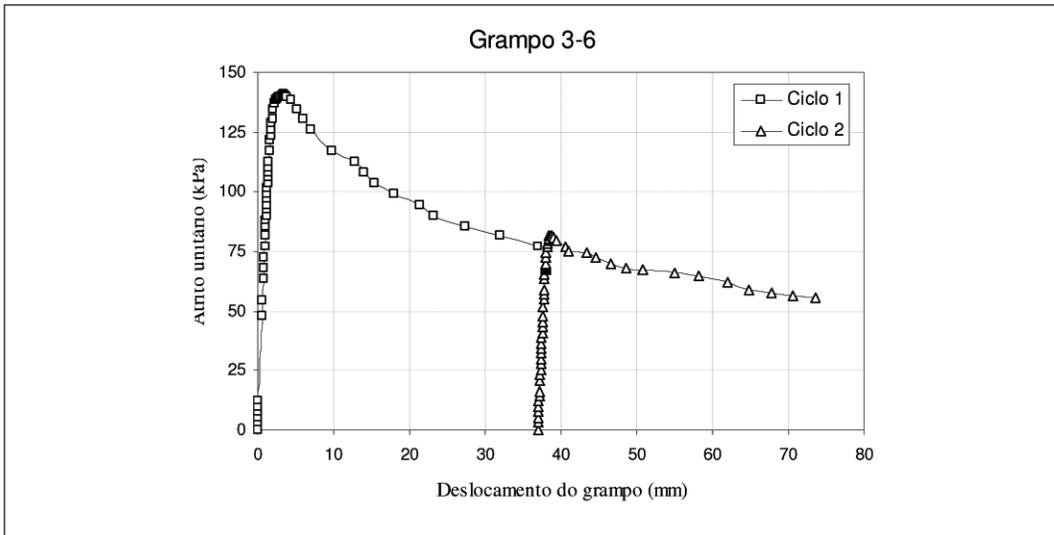


Fig. 10 – Resultado típico do ensaio de arrancamento (grupo 3-6) em cima e primeiro ciclo de carregamento dos ensaios de arrancamento realizados no modelo em baixo.

dade dos dados. Sugere-se a adoção de um tratamento estatístico apropriado para a definição deste parâmetro.

Os deslocamentos necessários para a mobilização total da resistência ao cisalhamento de interface (pico da curva força de arrancamento *versus* deslocamento do grampo) foram pequenos, da ordem de 2 a 4 mm, com valor médio de 2,75 mm. Este valor corresponde a 0,21% do comprimento do grampo.

O Quadro 4 também apresenta as tensões de cisalhamento de interface residual, correspondentes a 70 mm de deslocamento do grampo ($q_{70\text{mm}}$) e a relação entre q_s e $q_{70\text{mm}}$. O valor médio dessa relação foi 2,39 e para $q_{70\text{mm}}$ foi de 63,0 kPa, relativo a todos os ensaios.

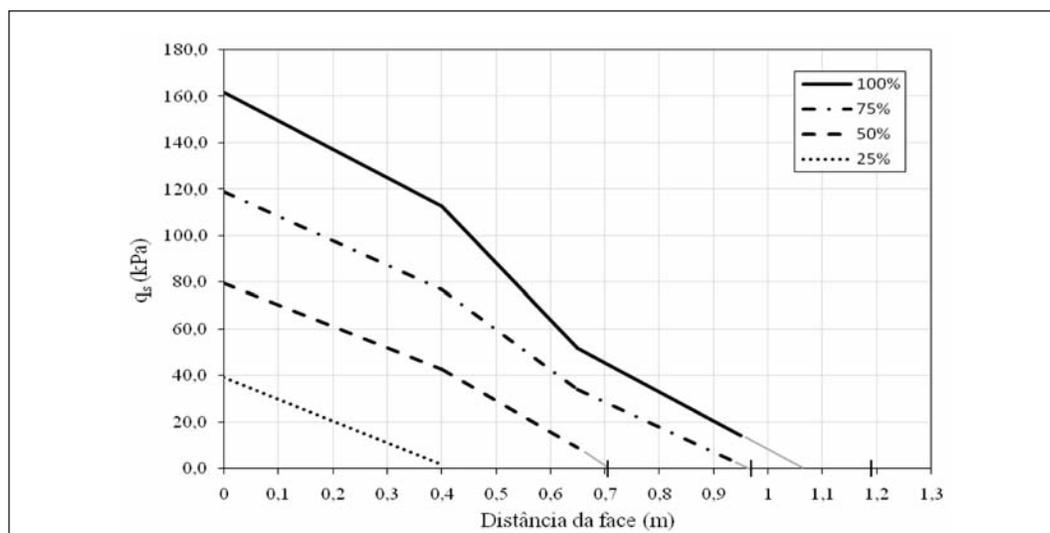


Fig. 11 – Resultado típico do ensaio de arrancamento dos grampos instrumentados (grupo 4-4). Apresentam-se quatro níveis de carregamento em relação à resistência ao cisalhamento de interface.

A Figura 12 apresenta os valores médios de resistência ao cisalhamento de interface obtidos dos ensaios de arrancamento executados sob as mesmas condições (grampos inseridos na camada menos compacta e aplicação de sobrecarga de 50 kPa) em função do parâmetro z/H , onde z é a profundidade do grampo e H é a altura total do modelo. Embora autores como Clouterre (1991)

Quadro 4 – Resultados dos ensaios de arrancamento.

Grampo	$T_{\text{máx}}$ (kN)	Desl. (mm)	q_s (kPa)	$q_{70\text{mm}}$ (kPa)	$\frac{q_s}{q_{70\text{mm}}}$
2-2	17,6	2,22	157,1	93,8	1,67
3-2	16,3	3,18	145,9	63,4	2,30
3-6	15,8	3,38	140,9	56,3	2,50
4-2	13,7	2,13	122,5	50,9	2,41
4-4(*)	18,1	2,78	161,7	---	---
4-6	15,2	2,71	135,9	54,5	2,49
5-2	15,5	1,58	138,3	39,3	3,52
5-6	14,9	2,79	133,0	53,6	2,48
6-2	14,1	2,85	125,8	65,2	1,93
6-4	19,6	3,15	175,1	57,5	3,04
6-5	19,8	4,32	176,8	85,7	2,06
6-6	15,8	1,86	141,0	73,2	1,93

Nota: $T_{\text{máx}}$ = força máxima de arrancamento durante o ensaio; Desl. = deslocamento do grampo para atingir a força máxima de arrancamento; q_s = resistência ao cisalhamento de interface; $q_{70\text{mm}}$ = tensão de cisalhamento de interface para um deslocamento dos grampos igual a 70 mm. (*) Este ensaio não atingiu 70 mm de deslocamento do grampo.

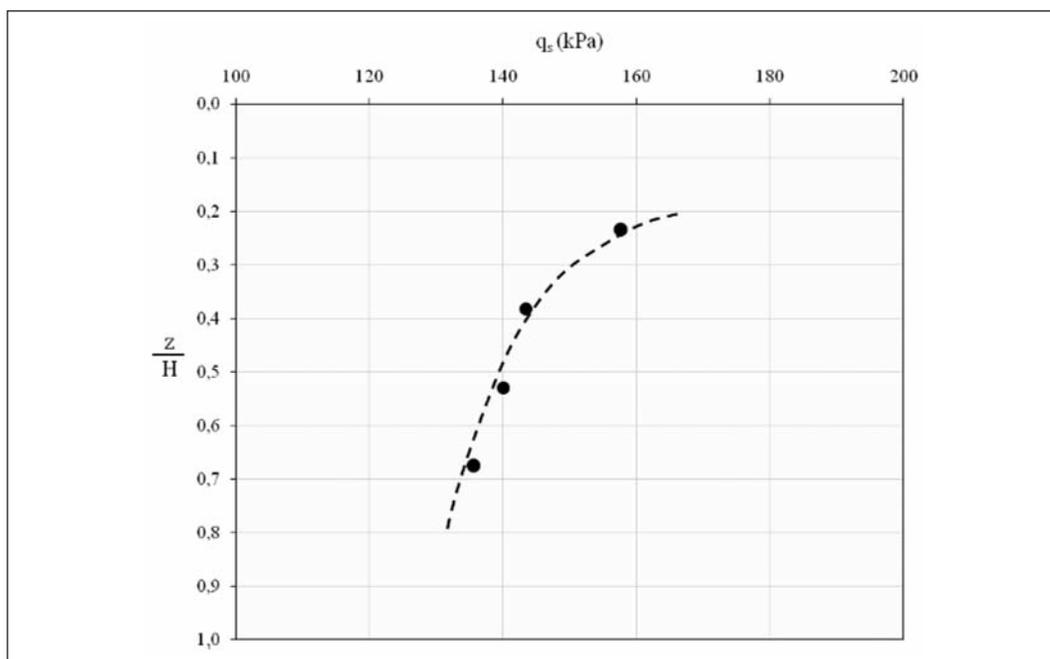


Fig. 12 – Resistência ao cisalhamento de interface média versus profundidade dos grampos.

tenham sugerido que os valores de atrito unitário sejam constantes ao longo da profundidade do muro, isto não foi observado neste caso, como se pode notar na análise dos resultados apresentados na Figura 12. A explicação sugerida para se admitir valores de atrito unitário constantes com a profundidade tem sido creditada à dilatância do solo. O solo superficial pode dilatar-se, no entanto, à medida que a profundidade cresce, crescem também as tensões confinantes que restringem a dilatância a ponto de impedi-la abaixo de certa profundidade. A dilatância impedida gera um acréscimo de tensão confinante na superfície do grampo. O decréscimo da dilatância com a profundidade seria então compensado pelo acréscimo da tensão confinante sobre o grampo. Este é um argumento simplista, pois ao se escavar a face, permite-se a expansão do maciço, que caminha para o campo ativo. Isto gera uma intensa redistribuição das tensões que se intensifica no entorno da superfície hipotética de ruptura. Como as tensões verticais são afetadas pela intensidade do arqueamento, suas ações sobre os grampos dependem também dos fatores que determinam a ação do arqueamento, entre eles citam-se os parâmetros de resistência do solo e de suas evoluções com os deslocamentos do maciço. Disto resulta uma enorme dificuldade de se prever com segurança valores de atrito unitário em maciços de solo grampeado.

4 – CONCLUSÕES

Avaliou-se o comportamento de um modelo de solo grampeado construído em laboratório. As principais conclusões que podem ser estabelecidas a partir dos resultados são:

- Durante a construção do modelo, os maiores deslocamentos horizontais ocorreram no topo, próximo à face (0,07% da altura do modelo). O maior incremento ocorreu durante as etapas que compreendem a execução da segunda linha de grampos. Os deslocamentos horizontais a 750 mm da face foram 48,5% menores que aqueles obtidos na face. Os deslocamentos verticais máximos da face atingiram cerca de 64% do deslocamento horizontal máximo. Após a aplicação da sobrecarga (50 kPa), o deslocamento horizontal máximo aumentou 119%.

- As superfícies potenciais de ruptura inferidas das forças de tração calculadas a partir das deformações dos extensômetros elétricos apresentaram a forma de uma espiral logarítmica e se mostraram com forma semelhante para as duas situações estudadas (antes e após a aplicação da sobrecarga). Contudo, a superfície sugerida para antes da sobrecarga apresentou-se mais rasa, com pouca inserção na camada de solo mais compacta.
- Quando comparadas com as superfícies potenciais de ruptura simplificadas apresentadas pela ABNT/NBR 9286 sobre terra armada, as superfícies obtidas são mais profundas, distanciando-se da face, na superfície do maciço reforçado, de uma distância entre 0,6 e 0,7H ao invés de 0,3H sugeridos por estas especificações.
- Os ensaios de arrancamento forneceram valores de q_s de mesma ordem de grandeza de valores citados na literatura consultada (média igual a 141,9 kPa para a camada superior e 154,7 kPa para a camada inferior, mais compacta). A mobilização total de q_s ocorreu com pequenos deslocamentos dos grampos (2 a 4 mm).
- A execução dos ensaios em dois ciclos mostrou-se aplicável quando existem restrições no curso máximo do equipamento de medição de deslocamentos. As curvas consecutivas produzidas nos dois ciclos de carregamento apresentaram boa concordância. Porém, recomenda-se que o primeiro ciclo permita a verificação da força de arrancamento máxima.
- A extração completa dos grampos resultou num incremento da ordem de 1 kN. As maiores variações foram detectadas próximas à face, nos grampos superiores (linhas L_1 e L_1).

5 – AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem ao Departamento de Geotecnia da Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo pelo suporte técnico a esta pesquisa e ao Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico (CNPq) e à Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de São Paulo (FAPESP) pelo apoio financeiro.

6 – REFERÊNCIAS

- ABNT (1986) NBR 9286, Terra armada, Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT), Rio de Janeiro, 20p.
- Azambuja, E.; Strauss, M.; Silveira, F.G. (2003) *Sistemas de contenção em solo grampeado na cidade de Porto Alegre, RS*. In. Workshop Solo Grampeado – Projeto, Execução, Instrumentação e Comportamento, São Paulo, p. 21-34.
- Bruce, D.A.; Jewell, R.A. (1987) *Soil Nailing: Application and Practice - part 2*. Ground Engineering, v. 20:14, p. 21-33.
- Cartier, G.; Gigan, J.P. (1983) *Experiments and Observations on Soil Nailing Structures*. Proceedings of 8th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, ECSMFE, Helsinki, p. 473-476.
- Clouterre (1991). *Recommendations Clouterre*, Project National Clouterre, Presses de l'ENPC, Paris, 269 p.
- Décourt, L.; Zirlis, A.; Pitta, C.A. (2003) *Projeto e comportamento de escavações estabilizadas com solo grampeado em Salvador*. In. Workshop Solo Grampeado – Projeto, Execução, Instrumentação e Comportamento, São Paulo, p. 105-120.

- Feijó, R.L. & Ehrlich, M. (2005) *Resultados do monitoramento de uma obra experimental em solo grampeado*. In. Conferência Brasileira sobre Estabilidade de Encostas, IV COBRAE, Salvador, p. 633-642.
- Guilloux, A. e Schlosser, F. (1982) *Soil Nailing: Practical applications*. In. Symposium on Recent Developments in Ground Improvement Techniques, Bangkok, p. 389-397.
- Kim, D.; Juran, I.; Nasimov, R.; Drabkin, S. (1995) *Model study on the failure mechanism of soil-nailed structure under surcharge loading*. Geotechnical Testing Journal, v. 18:04, p. 421-430.
- Lazarte, C.A.; Elias, V.R.; Espinoza, D.; Sabatini, P.J. (2003) *Geotechnical Engineering Circular No 7, Soil Nail Walls*. Federal Highway Administration, Office of Tech. Application, Report No FHWA01IF-03-017.
- Pitta, C.A.; Souza, G.J.T.; Zirlis, A. (2003) *Solo grampeado: alguns detalhes executivos – ensaios – casos de obras*. In. Workshop Solo Grampeado – Projeto, Execução, Instrumentação e Comportamento, São Paulo, p. 1-20.
- Raju, G.V.R.; Wong, I.H.; Low, B.K. (1997) *Experimental nailed soil walls*. Geotechnical Testing Journal, v. 20:01, p. 90-102.
- Shen, C.K.; Bang, S. Romstad, J.M.; Kulchin, L.; Denatale, J.S. (1981) *Field Measurements of an Earth Support System*. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, v. 107, p. 1625-1642.

INTERACÇÃO DE COMPOSTOS ORGÂNICOS DA GASOLINA COM TRÊS TIPOS DE SOLOS. PARTE I – DESENVOLVIMENTO DO ESTUDO DE RETENÇÃO

Interaction of gasoline organic compounds with three different soils.
Part I – Retention study development

Celeste Jorge*

Cosme R. Moura**

M. Lurdes Lopes***

António Gomes Coelho****

RESUMO – Este trabalho aborda o comportamento dos compostos indicadores da presença de gasolina (BTEX - Benzeno, Tolueno, Etilbenzeno e Xilenos) em diversos tipos de solos, na zona não saturada. Mediante simulação laboratorial criaram-se as condições de contacto dos BTEX com três solos diferentes não contaminados, em situação controlada geotécnica e quimicamente, com o objectivo de se estudar o processo de interacção que se estabelece entre as fases existentes nos sistemas considerados. Neste estudo, aspirava-se compreender em que aspecto é que as interacções entre as fases que constituem o sistema do solo podem ser mais ou menos importantes. A simulação laboratorial foi desenvolvida com a pretensão de conhecer o processo de retenção dos contaminantes na fase sólida. Os resultados obtidos permitiram concluir que o papel do teor em água (> 4%) sobrepõe-se ao da mineralogia do solo. A mineralogia dos solos é, particularmente, importante para as condições de solos secos a muito secos, coadjuvada pela concentração dos contaminantes.

SYNOPSIS – This work deals with the problem of gasoline indicator compounds (BTEX – Benzene, Toluene, Ethylbenzene and Xylenes) behavior in different types of soils, in the unsaturated zone. Laboratory simulations were used to create the contamination conditions and to study the interaction processes developed among existing phases in three different soils with BTEX, in controlled geotechnical and chemical condition systems. The simulation aimed at understanding which aspects of the interaction between the phases of the soil are the most important ones. The laboratory simulations for contamination were developed to understand and to predict the contaminant retention process on solid phase. The results obtained concluding that water content (> 4%) plays a role that minimizes the influence of the soil mineralogy. Soils mineralogy is especially important in dry to very dry soil conditions, helped by the concentration of the contaminants.

PALAVRAS CHAVE – Solos contaminados, ensaios laboratoriais, retenção de contaminantes, BTEX.

* Investigadora Auxiliar, Núcleo de Geologia de Engenharia, Departamento de Geotecnia, Laboratório Nacional de Engenharia Civil. E-mail: cjorge@lnec.pt

** Professor Auxiliar, Departamento de Química, Faculdade de Ciências da Universidade do Porto. E-mail: cnmoura@fc.up.pt

*** Professora Associada com Agregação, Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. E-mail: lcosta@fe.up.pt

**** Investigador Coordenador (aposentado), Departamento de Geotecnia, Laboratório Nacional de Engenharia Civil.

1 – INTRODUÇÃO

Durante o Século XX, o comércio de gasolina foi um negócio muito próspero e que foi aumentando à medida que o uso do automóvel se generalizou. Só em Portugal existem pelo menos 5 000 postos de abastecimento de combustíveis recenseados, alguns dos quais bastante antigos e degradados. Considerável parte dos depósitos mais antigos localiza-se em áreas urbanas, frequentemente anexos a garagens e oficinas, que funcionam em caves ou em pisos térreos de edifícios de habitação. Existem ainda catorze áreas de armazenagem separada e duas refinarias, para além da contínua circulação deste tipo de substâncias em veículos de distribuição no território português. O problema de solos contaminados por combustíveis é, por aquilo referido, um tema muito pertinente e actual.

A exposição a estas substâncias voláteis decorre da sua distribuição e transporte através do meio. As diferentes características das substâncias, como a solubilidade, a massa molar e a pressão de vapor, e a natureza das interfaces existentes entre o gás e as outras fases do solo, afectam as taxas de volatilização, de solubilização e de retenção. A forma como se processa o transporte destes contaminantes na fase gasosa é de extrema utilidade para definir as vias que os levam aos receptores. Por sua vez, a solubilização dos contaminantes pode constituir uma ameaça para os aquíferos e, em caso de retenção ao nível das partículas sólidas do solo, esta ameaça pode prolongar-se no tempo, libertando-se, periodicamente, sempre que as condições envolventes o permitam.

A libertação, a mobilidade e a dispersão destes contaminantes no solo e na água subterrânea são a causa do problema de transporte em que interfere mais do que um meio. O transporte é a extensão que um contaminante tem capacidade de migrar no solo. No caso dos BTEX, o transporte é, essencialmente, controlado por advecção, difusão e processos de adsorção.

A adsorção tem um efeito crítico na disponibilidade das substâncias, atrasando o seu transporte, e é um dos processos físico-químicos mais importantes nos solos. Os processos relacionados com a adsorção podem variar desde completamente reversíveis a totalmente irreversíveis. Face ao referido, é evidente que os processos de adsorção/desadsorção são determinantes na escolha de soluções de descontaminação para casos de solos contaminados por gasolina. Daí que se tenha realizado simulação laboratorial para o estudo da interacção dos BTEX com três tipos de solos distintos, tendo por base esses processos.

Neste trabalho abordam-se aspectos como sejam: os solos e a sua contaminação; as características dos indicadores da gasolina; mecanismos de contaminação no solo (com incidência para a adsorção); processos de transformação; processos de transporte e equações de transporte; projecto de um sistema de simulação laboratorial, sua construção e montagem; método analítico para controlo da presença e quantificação dos BTEX; estudo e caracterização dos solos utilizados; simulação laboratorial de contaminação; e conclusões.

2 – SOLO CONTAMINADO POR GASOLINA

2.1 – O solo

Existem várias definições para o termo Solo. Segundo a norma ISO 11074-1 (1996), o solo é a camada mais superficial da crosta da Terra, composta por partículas minerais, matéria orgânica, água, ar e organismos. Do ponto de vista geológico, os solos são meios porosos, constituindo depósitos que podem ter várias origens. Em termos geotécnicos, convém referir que o conceito de solo é diferente do conceito pedológico e do conceito de solo em geral. Em geotecnia, o solo é toda a ocorrência natural de depósitos

brandos ou moles, cobrindo um substrato rochoso. Neste trabalho, esta descrição é importante porque abrange o material a ensaiar. Contudo, é preciso também ter em atenção a entidade mais complexa, porque as diferentes fracções distinguidas num solo são muito importantes nos processos a discutir mais à frente.

As quatro fracções constituintes dos solos são: a matéria mineral, que forma o esqueleto sólido; a matéria orgânica; a água e o ar (atmosfera do solo), que preenchem os vazios. Em termos percentuais, num solo mineral, a matéria mineral deverá ocupar entre 45 a 49%, o ar e a água até cerca de 50% e o teor em matéria orgânica não deverá ultrapassar os 5%. Nesta mistura, a quantidade de finos presentes e o seu tipo são muito importantes, assim como a quantidade e o tipo de matéria orgânica.

Nos solos os fluidos circulam nos vazios interligados (vazios eficazes – V_{ve} [L^3]). Por isso, no âmbito deste trabalho, é importante considerar a porosidade eficaz, n_e [-] (vd. Jorge, 2001).

2.2 – O solo contaminado

O conceito de solo contaminado está relacionado com a existência de actividades que alteram as características do solo natural. As substâncias existentes nesses locais podem ter vários efeitos nocivos e designam-se por contaminantes¹ e/ou por poluentes². Estas substâncias podem ser irritantes ou cáusticas (acrílicos, compostos de crómio, etc.), explosivas (metano, etc.), tóxicas (arsénio, metais pesados, benzeno, sulfureto de hidrogénio, etc.) e cancerígenas/mutagénicas (asbestos, cloreto de vinilo, benzeno, etc.).

O grande problema de contaminação de solos e de água subterrânea com produtos derivados do petróleo está, na maior parte das vezes, relacionado com derrames de gasolina ou de gasóleo. Investigações realizadas mostram que cerca de 90% dos locais contaminados por esses produtos estão ligados, directa ou indirectamente, com depósitos de armazenagem subterrânea e que os volumes de solo contaminado, por gasolina ou gasóleo como líquido em fase não aquosa (LFNA), são inferiores a 380 m³, em cerca de 62% dos casos, e inferiores a 765 m³, em 75% das situações (NCHRP, 1996). Para fugas episódicas de depósitos de combustíveis enterrados resulta um volume de solo contaminado que varia, usualmente, entre 23 e 38 m³. Segundo Donaldson *et al.* (1992), as fugas de gasolina a partir de depósitos enterrados são em média de 29 L por dia.

Segundo McNeely (1998), nos EUA cerca de 33% dos depósitos de combustível enterrados teriam de ser reparados ou substituídos até finais de 1998. Num universo de 1 200 000 unidades, 26% tinham fugas confirmadas e todas as semanas se descobriam ou eram declarados mais de 600 novos casos. Admitindo como válida a extrapolação daquela situação para o caso português, nas mais de 5 000 unidades de depósitos de combustível enterrados poderão existir pelo menos 1 250 pontos contaminados (Jorge, 1999).

Quando ocorre um derrame de gasolina propriamente dito, este pode atingir os níveis aquíferos mais superficiais e/ou os seus compostos podem migrar na fase gasosa. Neste último caso, as vias mais comuns pelas quais estes contaminantes podem entrar em contacto com os seres humanos são por concentração dos gases em estruturas enterradas e em todo o tipo de condutas de distribuição de serviços básicos (água, electricidade, gás, etc.) ou de recolha (esgotos, águas pluviais, etc.),

¹ Contaminante – Elemento químico, ião ou molécula que tem a possibilidade de causar a curto ou longo prazo problemas na saúde humana ou no ambiente/ecossistemas.

² Poluente – Contaminante presente no meio ambiente a uma concentração em que os níveis quantitativos excedem os valores limites estipulados, existindo um risco significativo para a saúde humana e para o ecossistema.

em caves e garagens dos edifícios de habitação ou escritórios ou, ainda, através das entradas de ar dos sistemas de ventilação dos edifícios.

A fase gasosa associada a estes derrames é altamente tóxica para os seres vivos e, quando acumulada em áreas não arejadas, pode atingir um nível de concentração que constitui um sério risco de explosão. Por estes motivos, a remediação de situações de derrame de gasolina exige uma intervenção urgente, nomeadamente em zonas urbanas onde não é possível evacuar por longos períodos de tempo a população dos edifícios de escritórios ou de habitação e onde têm que ser concretizadas as melhores soluções, exequíveis no mais curto período de tempo.

Os métodos para avaliação das condições locais deverão ter em conta os procedimentos convencionais de um estudo geotécnico – recolha de informação, definição do modelo das condições locais (topografia, litologia, hidrogeologia, hidrologia e drenagem), estabelecimento do programa de sondagens ou de pontos para colheita de amostras (solo ou vapor), tratamento laboratorial de amostras (geotécnico e químico), etc., mas com os cuidados adicionais exigidos nestas situações, de modo a evitar: explosões, exposição das equipas de campo e/ou de laboratório a perigos diversos e/ou migração dos contaminantes. Por exemplo, na execução de furos de sondagem para recolha de amostras ou para monitorização deverá ter-se em conta a necessidade de selagem dos furos para evitar a propagação da contaminação e, neste caso, as argilas da selagem devem ser estabilizadas com uma solução de sulfato de cálcio a 0,005 N (McCaulou *et al.*, 1996). Por sua vez, as características físicas do solo deverão ser determinadas em solo não contaminado, obtido nas áreas envolventes que mantenham os padrões qualitativos originais.

Os métodos auxiliares indirectos são de extrema utilidade nesta fase. Os métodos geofísicos (radar de penetração, métodos electromagnéticos, resistividade eléctrica, detecção de metais, métodos sísmicos, métodos magnéticos) têm particular interesse nestes estudos ao permitirem identificar e localizar objectos enterrados, ao ajudarem a definir as condições geológicas e hidrogeológicas e ao delinarem as áreas com contaminação residual (radar e resistividade) (Jorge, 2001).

2.3 – Os contaminantes – BTEX

Para estudar o impacto da gasolina no meio ambiente é usual estudar o impacto dos componentes mono-aromáticos, particularmente benzeno e alquilbenzenos (tolueno, etilbenzeno e xilenos), porque os documentos legislativos que dizem respeito a estas situações e à sua monitorização estão baseados nos limites máximos admissíveis para aqueles compostos. Os BTEX, como são, usualmente, designados, constituem alguns dos principais compostos da gasolina e migram imediatamente através dos meios porosos, são pouco solúveis em água e são altamente tóxicos (API, 1994). Os BTEX são compostos cujas moléculas são: não ionizáveis, não polares e hidrofóbicas. Têm a capacidade de serem adsorvidos na superfície dos minerais e na matéria orgânica do solo, contudo são altamente voláteis. Estes diferentes compostos têm comportamentos distintos em contacto com o solo, que condicionam as velocidades de distribuição e o transporte no meio, e que são em grande parte determinados pelas suas propriedades físico-químicas, que se encontram expostas nos Quadros 1 a 3 (para temperaturas entre 20 e 25°C). O conhecimento das propriedades físico-químicas dos compostos que contaminam o solo é de extrema importância, já que facilita a interpretação dos resultados obtidos durante as fases de avaliação do grau de contaminação de uma dada área e ajuda a compreender a possível repercussão no meio envolvente, além de permitir excluir e seleccionar as tecnologias de tratamento de solos adequadas à situação. Do conhecimento geral, sabe-se que os compostos mais voláteis e mais solúveis são os mais fáceis de remover do solo. Os primeiros, por passarem para a fase gasosa, migram muito facilmente e podem ser removidos por indução de um gradiente de pressão. Os mais solúveis passam para a fase aquosa e são um perigo potencial para os aquíferos.

Quadro 1 – Propriedades físico-químicas dos BTEX (fontes variadas em Jorge, 2001).

Composto	Massa Molar (g.mol ⁻¹)	Const. de Henry ou coef. de partição ar/água		Coef. de adsorção ³ ou coef. de partição c.o./água K _{co} (mL.g ⁻¹) [25°C]	Coef. de partição oct./água	
		H (atm.m ³ .mol ⁻¹) [20-25°C]	H' [20-25°C]		K _{ow}	log K _{ow} [20-25°C]
Benzeno C ₆ H ₆	78,1	5,59x10 ⁻³	0,23	83	132	2,13
Tolueno C ₆ H ₅ - R R = CH ₃	92,1	6,37x10 ⁻³	0,26	300	537	2,70
Etilbenzeno C ₆ H ₅ - R R = CH ₂ CH ₃	106,2	6,43x10 ⁻³	0,27	1100	1410	3,15
o-Xileno C ₆ H ₄ - R' R'' R', R'' = CH ₃	106,2	5,10x10 ⁻³	0,21	830	891	3,12 2,9

c.o. – carbono orgânico; oct. – octanol; const. – constante; coef. – coeficiente.

Quadro 2 – Propriedades físico-químicas dos BTEX (fontes variadas em Jorge, 2001).

Composto	Densidade específica [20°C]	Solubilidade água (mg.L ⁻¹) [20-25°C]	Ponto de ebulição (°C)	Pressão de vapor (atm) [20-25°C]	Biodegradabilidade	Polaridade
Benzeno	0,8787	1780	80	0,10	Aeróbia	Não polar
Tolueno	0,8669	515	111	0,029	Aeróbia /anaeróbia	Não polar
Etilbenzeno	0,8670	152	136	0,0093	Aeróbia	Não polar
o-Xileno	0,8802	175	144	0,0081	Aeróbia	Não polar

Quadro 3 – Propriedades físico-químicas dos BTEX (fontes variadas em Jorge, 2001).

Composto	Difus. no ar- D _{ar} (cm ² .s ⁻¹)	Difus. na água- D _{água} (cm ² .s ⁻¹)	Coeficiente de Permeabilidade na água (cm.h ⁻¹)	Massa volúmica do gás [25°C] (kg.m ⁻³)	Conc. vapor saturada [25°C] (kg.m ⁻³)	Límite mínimo de explosão no ar	Estado físico PTN [1 atm, 0°C]
Benzeno	0,088	9,8x10 ⁻⁶	0,015	1,42	0,40	0,012	Líquido
Tolueno	0,087	8,6x10 ⁻⁶	0,034	1,27	0,14	0,011	Líquido
Etilbenzeno	0,075	7,8x10 ⁻⁶	0,0051	1,22	0,06	0,008	Líquido
o-Xileno	0,078	3,12x10 ⁻⁵	0,049	1,21	0,05	n.d.	Líquido

³ O coeficiente de adsorção pode ser encarado como a medida da tendência para compostos orgânicos serem adsorvidos pelo solo (Lyman *et al.*, 1982), no caso de existir matéria orgânica em quantidade significativa.

3 – COMPORTAMENTO DOS BTEX NO SOLO

3.1 – Migração

Quando ocorre um derrame de gasolina no solo, o contaminante move-se, inicialmente, por acção da gravidade, através dos poros interligados, duas a três vezes mais rapidamente do que a água (MDQE, 1998), afastando a água intersticial e o ar e saturando a capacidade de retenção do solo. Neste movimento, a água tende a cobrir a orla dos poros e adere às partículas de solo, enquanto o contaminante tende a movimentar-se através das zonas centrais dos vazios.

3.2 – Processos de distribuição no solo

O comportamento dos contaminantes no solo é fortemente influenciado por processos físicos, químicos e microbiológicos que controlam as suas partição, retenção, transformação e mobilidade (cf. Fig. 1). O conhecimento desses processos e da respectiva cinética é essencial para a previsão do comportamento dos contaminantes no solo e para a escolha apropriada de uma possível solução de reabilitação de solo contaminado.

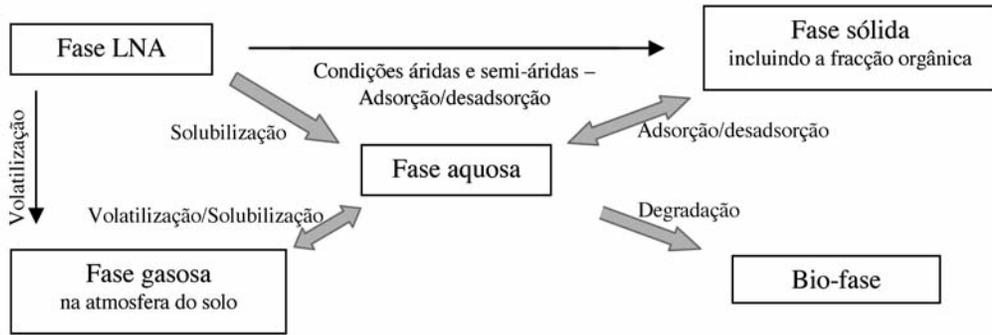


Fig. 1 – Distribuição da gasolina no terreno.

A previsão do destino do contaminante no solo é, particularmente, importante para situações em que a presença de uma mistura complexa de muitos e diferentes compostos é a causa do problema, como acontece para o caso de derrames de gasolina. A migração de substâncias, como os BTEX, depende das condições de transporte no sistema água-ar-solo e das propriedades moleculares dos contaminantes, que condicionam a sua partição para a fase gasosa e para a fase aquosa, posterior espalhamento por advecção, dispersão e difusão e a retenção nas partículas sólidas. Estes processos determinam a quantidade de compostos que pode atingir os aquíferos ou, em certos casos, que pode danificar a qualidade da atmosfera do solo e migrar em diversas direcções.

As maiores interacções que ocorrem entre os contaminantes e o sistema solo – água do solo ou água subterrânea são processos heterogêneos e incluem: interacções líquido-líquido (LFNA⁴-nível freático); interacções líquido-sólido (a água reage quimicamente com componentes do solo ou contaminantes dissolvidos na água podem reagir com os componentes do solo através de adsorção); interacções líquido-gás (líquidos em fase não aquosa, voláteis, como o benzeno, podem passar à fase

⁴ É um termo usado para salientar as diferenças físicas e químicas entre um hidrocarboneto líquido e a água que resultam numa interface entre dois líquidos imiscíveis.

gasosa na zona não saturada e serem dissolvidos na interface entre o nível freático e a zona não saturada ou na água pelicular) e interações gás-sólido (líquidos em fase não aquosa, voláteis, como o benzeno, podem passar à fase gasosa na zona não saturada e reagirem com a superfície dos minerais, essencialmente, quando o teor em água do solo é muito baixo).

A partição dos contaminantes na fase sólida é, geralmente, designada por adsorção. O termo adsorção é usado sem distinção entre as variantes de processos que nele podem estar incluídas e são quaisquer interações intermoleculares envolvidas na distribuição, a partir das fases aquosa ou gasosa para a fase sólida. Segundo Scheidegger e Sparks (1996), os processos de adsorção são efectivamente os processos físico-químicos mais importantes que ocorrem no solo, que afectam a mobilidade de compostos LFNA e com a maior importância aquando da avaliação do transporte e da sua biodisponibilidade. A adsorção a partir da fase gasosa para as superfícies sólidas é, particularmente, importante no transporte e na biodisponibilidade de compostos orgânicos não polares. No entanto, não tem tido a mesma atenção que a adsorção a partir da fase aquosa.

A adsorção dos compostos orgânicos voláteis nas partículas minerais do solo, a partir da fase gasosa, está muito dependente do teor em água, do tipo de solo e das propriedades químicas do composto (Petersen et al., 1995).

A quantidade de contaminantes adsorvida pode variar bastante com as características do solo (tipo de minerais, teor em matéria orgânica, textura e estrutura). No conjunto são as partículas de maior superfície específica dos solos argilosos ou os agregados e a existência de elevados teores em matéria orgânica que têm maior capacidade de retenção do contaminante e contribuem para a imobilização dos compostos orgânicos.

Nos compostos não polares existem três factores determinantes que interferem na adsorção. Estes factores são a forma, o tamanho e a hidrofobicidade das moléculas. A taxa de adsorção das moléculas diminui com o aumento do seu tamanho, por estas não conseguirem passar nos poros de menor dimensão das superfícies de adsorção. Este facto pode ser agravado pelas formas volumosas e não alongadas das mesmas, o que dificulta a sua difusão molecular ao longo de caminhos tortuosos quer na matéria mineral quer na matéria orgânica.

A própria física do processo é complicada. Por exemplo, a adsorção de uma espécie pode resultar na desadsorção de outra, o que se traduz por competição pelos locais de adsorção. Isto é, particularmente, importante no caso das moléculas não polares dos compostos orgânicos e das moléculas polares da água nas superfícies dos minerais. Tal facto pode ser observado entre as moléculas na fase gasosa de ambas as espécies. Ainda que a adsorção na superfície mineral exposta possa ser substancial, é pouco provável que tenha um papel relevante nos sistemas naturais com elevado teor em água. Estudos laboratoriais têm demonstrado que as superfícies hidrofílicas dos minerais se encontram, provavelmente, cobertas por água e a adsorção do composto orgânico decrescerá até ao ponto observado nos sistemas água/solo. No entanto, para a adsorção dos compostos voláteis em solos secos, a maioria do processo ocorre na superfície externa dos minerais, o que retarda, por sua vez, o movimento dos contaminantes (Riser-Roberts, 1998). A Fig. 2 mostra a cobertura das superfícies minerais por moléculas no estado gasoso em função da existência de moléculas de vapor de água.

3.3 – Processos de transformação

Alguns contaminantes orgânicos podem ser transformados por hidrólise⁵, outros sofrem reacções oxidação-redução, enquanto a maioria sofre biodegradação. A actividade microbiológica,

⁵ Um composto reage com a água ou a substância orgânica é decomposta nas suas formas elementares (ex. CH₄ passa a C e H₂).

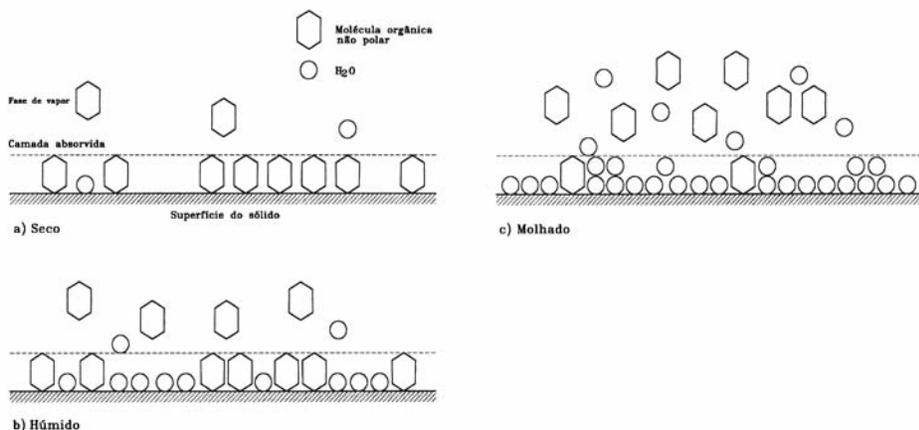


Fig. 2 – Cobertura das superfícies minerais em função do teor em água (adaptado de Riser-Roberts, 1998).

sobre compostos biodegradáveis, é certamente a forma mais importante pela qual os contaminantes são transformados no solo. Em conjunto com a biotransformação, as reacções de oxidação-redução são, provavelmente, dos processos de transformação, mediados biologicamente, mais significativos para a degradação da maioria dos contaminantes orgânicos (consultar Schwarzenbach *et al.*, 1993).

3.4 – Processos de transporte

O transporte de contaminantes depende de processos físicos, químicos e biológicos. Os processos que são assumidos afectar o transporte nos sistemas não saturados incluem: advecção no ar e na água, dispersão na água e também no ar, difusão no ar e na água, difusão através das interfaces com água imóvel, resistência à transferência de massa nas interfaces ar-água e água móvel-água imóvel, adsorção e biodegradação.

Compreender a evolução da contaminação por gasolina no solo requer o conhecimento: da advecção, da dispersão e da difusão da massa de contaminante acima e abaixo do nível freático; dos processos de transferência de massa entre fases móveis e imóveis; e da adsorção. A transferência de massa do contaminante, a dissolução e a adsorção podem ocorrer em situação de equilíbrio ou não.

O transporte da gasolina no solo é governado por vários factores, dependendo da fase em que esse transporte se efectua. Assim, propriedades como: pressão de vapor, saturação, tensão interfacial e/ou tensão superficial, capacidade de molhagem do fluido, pressão capilar, saturação residual, permeabilidade relativa⁶, solubilidade dos compostos, volatilização, densidade e viscosidade condicionam a disponibilidade e a migração dos contaminantes. Algumas destas propriedades não foram mencionadas no texto, podendo ser consultadas, quer em termos de definição, quer em termos de valores, em Mercer e Cohen (1990). Na Fig. 3 são apresentados com pormenor os processos de difusão na fase aquosa e de advecção na fase gasosa, para um meio poroso com um determinado teor em água.

⁶ Quando existe mais do que um fluido no meio poroso, os fluidos que circulam competem pelos poros. É neste contexto que surge o conceito de permeabilidade relativa, que é a razão entre a permeabilidade efectiva de um fluido, a saturação fixa, e a permeabilidade intrínseca.

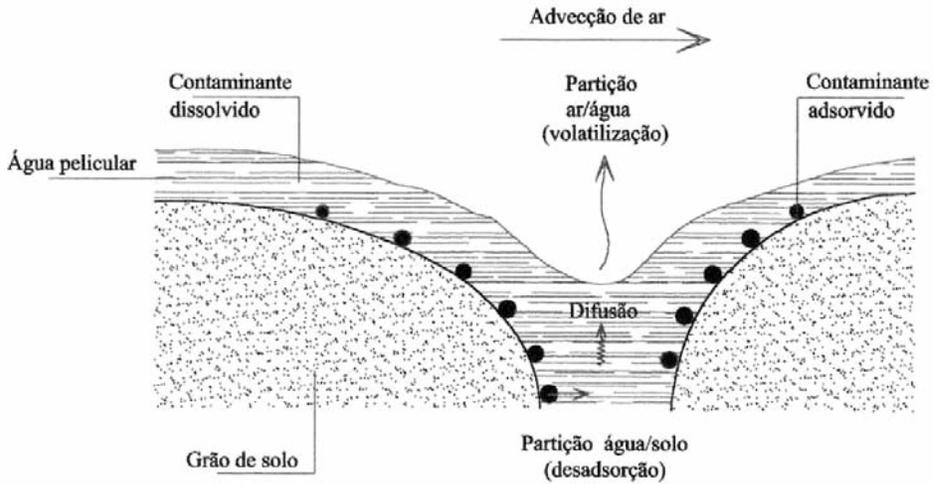


Fig. 3 – Processos de difusão na fase aquosa e de advecção na fase gasosa para um meio poroso.

De seguida, apresentam-se dois tipos de abordagem para descrever algumas das situações mencionadas atrás, a partir do conhecimento de certos parâmetros e da consideração de certos pressupostos, assumindo que não existe LFNA (fase pura do contaminante).

Transporte de contaminante na fase gasosa em meio poroso: advectivo-dispersivo

$$\begin{aligned} \theta_{\text{ar}} D_{ij}^h \frac{\partial}{\partial x_i} \left(\frac{\partial C_{\text{ar}}}{\partial x_j} \right) - \theta_{\text{ar}} v_i \frac{\partial C_{\text{ar}}}{\partial x_i} = \\ = \theta_{\text{ar}} \frac{\partial C_{\text{ar}}}{\partial t} + \theta_{\text{água}} \frac{\partial C_{\text{água}}}{\partial t} + \rho_b \frac{\partial C_{\text{solo}}}{\partial t}; \quad i, j = x, z \end{aligned} \quad (1)$$

em que C_{ar} e $C_{\text{água}}$ são as concentrações do contaminante nas fases gasosa e aquosa [M L^{-3}], respectivamente, C_{solo} é a concentração adsorvida [$\text{M M}^{-1}_{\text{solo}}$], θ_{ar} e $\theta_{\text{água}}$ são, respectivamente, as fracções de volume ocupadas pelo ar e pela água [-], D_{ij}^h é o coeficiente de dispersão a duas dimensões [$\text{L}^2 \text{t}^{-1}$], v_i é a velocidade linear do ar na direcção x e z [L t^{-1}] e ρ_b é a massa volúmica do solo seco [M L^{-3}].

Transporte da fase gasosa com interacções solo-contaminante: solubilização ou adsorção

$$\begin{aligned} \theta_{\text{ar}} D_{ij}^h \frac{\partial}{\partial x_i} \left(\frac{\partial C_{\text{ar}}}{\partial x_j} \right) - \theta_{\text{ar}} v_i \frac{\partial C_{\text{ar}}}{\partial x_i} = R \theta_{\text{ar}} \frac{\partial C_{\text{ar}}}{\partial t} \\ R = 1 + \frac{\theta_{\text{água}}}{\theta_{\text{ar}} H'} + \frac{\rho_b K_d}{\theta_{\text{ar}} H'} \end{aligned} \quad (2)$$

onde R representa o factor de retardação, ou seja, as entidades que diminuem a quantidade de contaminante na fase gasosa; K_d é o coeficiente de distribuição (a partir da isotérmica de Freundlich) e H' é a constante adimensional da lei de Henry.

4 – PARTE EXPERIMENTAL

4.1 – Caracterização dos solos ensaiados

4.1.1 – Informações gerais

Neste trabalho foram utilizados três tipos de solos distintos, um de origem sedimentar e dois de natureza residual. O material sedimentar foi adquirido a uma empresa que comercializa sílica, enquanto os solos residuais foram recolhidos em obras em curso, na região do Porto. Os diferentes solos foram caracterizados sob vários aspectos (químico, físico, geológico e microbiológico) em laboratórios de várias instituições e todos eles apresentam um teor em matéria orgânica $< 0,1\%$. Do ponto de vista geotécnico, os solos foram caracterizados nos laboratórios de geotecnia do LNEC – Laboratório Nacional de Engenharia Civil (solo sedimentar) e da FEUP – Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (solos residuais). Do ponto de vista hidráulico, os três solos foram estudados em laboratórios do LNEC, onde foram ainda realizadas análises mineralógicas por difractometria de Raios X no Núcleo de Química; ensaios de determinação da superfície específica no Grupo de Estudo de Rochas Ornamentais; e estudo dos materiais a lupa-binocular no Núcleo de Observação. A observação microscópica de lâminas delgadas foi efectuada no Departamento de Geologia da FCUP – Faculdade de Ciências da Universidade do Porto, que preparou as lâminas e facultou os microscópios, assim como o material fotográfico e equipamento para tratar as fotografias. Parte das análises químicas foram realizadas no Departamento de Química da FCUP e as análises microbiológicas foram realizadas no LMI (laboratório de microbiologia) do INETI – Instituto Nacional de Engenharia, Tecnologia e Inovação.

4.1.2 – Areia de Fontainebleau

Este material é constituído por 99,7% de sílica, com elevado grau de uniformidade, correspondendo a um sedimento super maturo de grãos de quartzo. De acordo com a Classificação Unificada de Solos (ASTM D2478-85) este material é uma areia mal graduada – SP, conforme comprovado pela curva granulométrica obtida (Fig. 4). A percentagem de finos, referente ao peneiro nº 200 da série ASTM, é praticamente nula e apenas 6% das partículas têm dimensões compreendidas entre 0,25 e 0,42 mm.

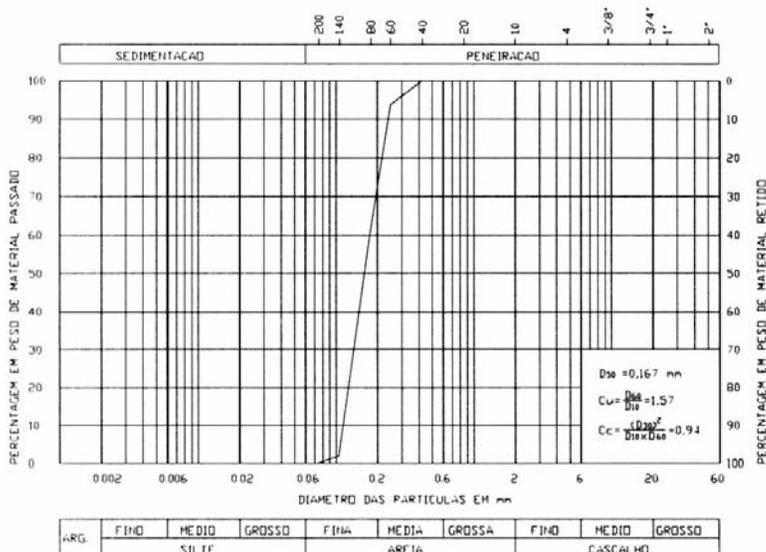


Fig. 4 – Curva granulométrica da areia de Fontainebleau.

De acordo com os ensaios de caracterização realizados em amostras desta areia foi possível definir diversos índices físicos, assim como determinar os pesos volúmicos secos máximo e mínimo (ASTM D4253-93), que são apresentados no Quadro 4.

Quadro 4 – Índices físicos da areia de Fontainebleau.

Índices	Valores
Percentil 10 da distribuição granulométrica, D_{10}	0,115 mm
Percentil 30 da distribuição granulométrica, D_{30}	0,140 mm
Mediana da distribuição granulométrica, D_{50}	0,167 mm
Percentil 60 da distribuição granulométrica, D_{60}	0,181 mm
Coeficiente de uniformidade, C_U	1,57
Coeficiente de curvatura, C_C	0,94
Densidade das partículas sólidas, G	2,65
Peso volúmico das partículas sólidas, γ_s	26,00 kN.m ⁻³
Peso volúmico seco máximo, $\gamma_{d \max}$	17,03 kN.m ⁻³
Peso volúmico seco mínimo, $\gamma_{d \min}$	14,10 kN.m ⁻³
Índice de vazios mínimo, e_{\min}	0,527
Índice de vazios máximo, e_{\max}	0,844

Os resultados das medições da superfície específica realizadas em amostras do material deram valores compreendidos entre 0,17 e 0,26 m².g⁻¹. A avaliação do pH e do Eh, a partir de ensaios de lixiviação, levou a valores de 6,70 e 47±10 mV, respectivamente. E acrescenta-se que este material está isento de matéria orgânica.

Quanto às análises microbiológicas foram identificadas unidades formadoras de colónias de bactérias, mas não foram identificadas unidades formadoras de colónias de fungos.

4.1.3 – Solo residual do granito

O solo residual foi recolhido numa vala a 2-2,5 m de profundidade, na Freguesia de Silva Escura, no Concelho da Maia. Geologicamente enquadra-se no designado “Granito de Ermesinde”. Esta rocha é uma variante do chamado “Granito do Porto” e é um granito alcalino, com moscovite e biotite, de grão fino a médio. Esta formação encontra-se, profundamente, alterada em vastas áreas, apresentando intensa caulnização dos feldspatos.

Com base no estudo mineralógico em lupa binocular, concluiu-se que as amostras apresentam granulometria extensa, com material fino argiloso branco-amarelado, correspondendo a um solo imaturo. Em termos mineralógicos, o mineral predominante é o quartzo (> 50%), o sub-predominante é o feldspato (> 30%), a argila aparece como mineral acessório (< 10%) e as micas aparecem como minerais vestígio – mica preta e mica branca (< 5%). Estes resultados foram confirmados por difractometria de RX.

O material recolhido foi sujeito a ensaios de caracterização física e de classificação, seguindo as especificações vigentes em Portugal. Foram determinados: o peso volúmico das partículas sólidas

(NP-83 – 1965), a análise granulométrica com peneiração e sedimentação de finos (E 196 – 1966) e os limites de consistência, Limite de Liquidez (E 27 – 1954/NP-143 – 1969) e Limite de Plasticidade (E 27 – 1954/NP-143 – 1969). No seguimento destes primeiros ensaios realizaram-se ensaios Proctor (E 197 – 1966). Os resultados dos ensaios são apresentados na Fig. 5 e nos Quadros 5 e 6.

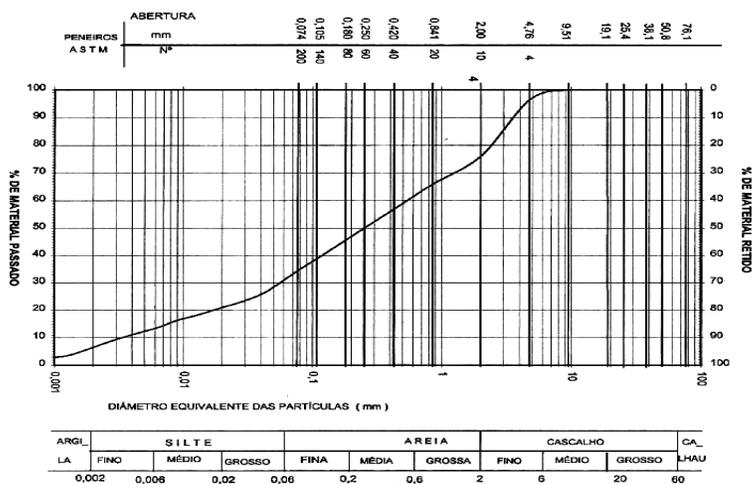


Fig. 5 – Curva granulométrica do solo residual do granito.

Quadro 5 – Índices físicos do solo residual do granito.

Índices	Valores
Percentil 10 da distribuição granulométrica, D_{10}	0,0035 mm
Percentil 30 da distribuição granulométrica, D_{30}	0,0552 mm
Mediana da distribuição granulométrica, D_{50}	0,2580 mm
Percentil 60 da distribuição granulométrica, D_{60}	0,5476 mm
Coefficiente de uniformidade, C_U	156,46
Coefficiente de curvatura, C_C	1,59
Porcentagem acumulada retida no #4	3,57%
Porcentagem acumulada retida no #10	23,94%
Porcentagem que passa no #200	34,10%

Este solo residual bem graduado, de cor amarelada, de acordo com a Classificação Unificada de Solos (ASTM D2487-85) corresponde a uma areia argilosa – SC. A percentagem de finos é superior a 30% e apenas cerca de 6,5% das partículas apresentam dimensões inferiores a 0,002 mm. Por outro lado, pouco mais de 3% do material fica retido no peneiro nº 4 da série ASTM.

Os valores da superfície específica⁷ das diferentes classes dimensionais do solo, nas quais a fracção < 2 mm foi separada, variam entre 2,75 e 2,83 m².g⁻¹. Os valores de pH deste solo residual do granito são referidos como variando entre 3,9 e 4,9. No entanto, a determinação do pH e do Eh,

Quadro 6 – Outros índices físicos do solo residual do granito.

Índices	Valores
Limite de liquidez, w_L	29,1%
Limite de plasticidade, w_p	21,7%
Índice de plasticidade, I_p	7,4%
Média dos pesos volúmicos das partículas, γ_s	26,70 kN.m-3
Peso volúmico seco máximo, $\gamma_{d\ max}$	18,24 kN.m-3
Teor em água óptimo, w_{op}	13,7%
Teor em água in situ, w	13,3%

a partir de ensaios de lixiviação, levou a valores de 6,59 e 43 ± 10 mV, respectivamente. O teor em matéria orgânica determinado é inferior a 0,1%.

Quanto às análises microbiológicas os valores médios dos resultados obtidos são $5,4 \times 10^7$ unidades formadoras de colónias de bactérias e $1,9 \times 10^6$ unidades formadoras de colónias de fungos.

4.1.4 – Solo residual do xisto

O solo residual foi recolhido a 1-1,5 m de profundidade, numa escavação que se efectuou junto a Areias, no Concelho de Gondomar, para a realização da Via Rápida de Gondomar. A formação de micaxisto encontra-se superficialmente alterada, com variações de espessura muito significativas.

Com base no estudo mineralógico em lupa binocular, foi possível concluir que o solo apresenta uma granulometria extensa, com fracção fina avermelhada argilo-ferruginosa, correspondendo a um solo imaturo. Em termos mineralógicos, os minerais primários identificados são: quartzo não alterado como predominante (> 50%), feldspato muito alterado como acessório (< 10%), biotite muito alterada como sub-predominante (> 30%) e moscovite alterada como vestigial (< 5%). O mineral secundário identificado é a argila, em quantidades vestigiais (< 5%), resultante da alteração dos feldspatos e das micas. Estes resultados foram confirmados por difractivometria de RX e foram ainda identificados os minerais de origem secundária.

O material recolhido, à semelhança do que aconteceu para o solo residual do granito, foi submetido a ensaios de identificação física e de classificação, seguindo as especificações vigentes em Portugal. Os resultados destes ensaios são apresentados na Fig. 6 e nos Quadros 7 e 8.

Este solo residual, de cor avermelhada, é bem graduado; de acordo com a Classificação Unificada de Solos (ASTM D2487-85) corresponde a areia siltosa com cascalho – SM. A quantidade de finos que passa no peneiro n° 200 da série ASTM é de 21%, com cerca de 4% de partículas de dimensões inferiores a 0,002 mm. Por sua vez, cerca de 17% do material fica retido no peneiro n° 4 da série ASTM.

⁷ O material < 2 mm, dividido em diferentes classes dimensionais, foi reduzido a pó e foi seco a $70 \pm 2^\circ\text{C}$, durante 48 horas. Cada classe dimensional constituiu uma amostra e, por cada uma delas, foram utilizados dois ou três provetes. O ensaio foi realizado seguindo o procedimento LERO PE-14.

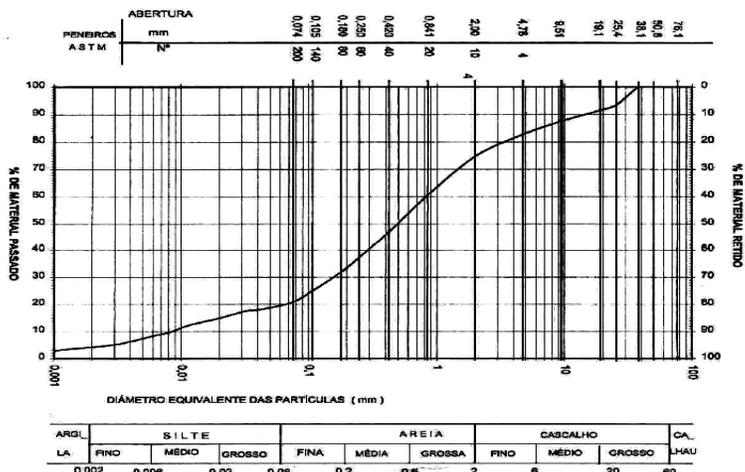


Fig. 6 – Curva granulométrica do solo residual do granito.

Quadro 7 – Índices físicos do solo residual do xisto.

Índices	Valores
Percentil 10 da distribuição granulométrica, D_{10}	0,0086 mm
Percentil 30 da distribuição granulométrica, D_{30}	0,0682 mm
Mediana da distribuição granulométrica, D_{50}	0,4915 mm
Percentil 60 da distribuição granulométrica, D_{60}	0,8285 mm
Coefficiente de uniformidade, C_U	96,34
Coefficiente de curvatura, C_C	0,65
Percentagem acumulada retida no #4	17,00%
Percentagem acumulada retida no #10	25,50%
Percentagem que passa no #200	21,00%

Quadro 8 – Outros índices físicos do solo residual do xisto.

Índices	Valores
Limite de liquidez, w_L	31,3%
Limite de plasticidade, w_p	NP
Índice de plasticidade, I_p	----
Média dos pesos volúmicos das partículas, γ_s	27,3 kN.m ⁻³
Peso volúmico seco máximo, $\gamma_{d \max}$	19,23 kN.m ⁻³
Teor em água ótimo, w_{op}	11,1%
Teor em água in situ, w	10%

Os valores da superfície específica das diferentes classes dimensionais do solo, nas quais a fracção < 2 mm foi separada, variam entre 4,72 e 4,74 m².g⁻¹. Os valores de pH e de Eh deste solo residual, obtidos a partir de ensaios de lixiviação, são 6,59 e 43±10 mV, respectivamente. O teor em matéria orgânica determinado é inferior a 0,1%.

Quanto às análises microbiológicas os valores médios dos resultados obtidos são 4,7x10⁸ unidades formadoras de colónias de bactérias e 3,1x10⁶ unidades formadoras de colónias de fungos.

4.2 – Simulação laboratorial

4.2.1 – Construção de um sistema para simulação da contaminação/descontaminação

Neste trabalho a modelação laboratorial teve por objectivo principal simular os processos que ocorrem durante a contaminação do solo pela presença de uma zona onde existem contaminantes na fase LNA (Líquida Não Aquosa) e que por volatilização e pela existência de um gradiente de pressão migram no solo, já na fase gasosa, interagindo com as partículas sólidas, a matéria orgânica e a água. A modelação laboratorial teve ainda por objectivo simular os processos que ocorrem durante a descontaminação, quando o solo é sujeito a ventilação forçada.

O projecto final do sistema de simulação foi pensado de modo que tivesse várias unidades e que pudesse funcionar durante os períodos quentes e frios a temperatura constante. No Verão, a temperatura era assegurada por um banho onde se mergulhavam apenas os reactores, enquanto que para o Inverno, a Primavera e o Outono foi idealizado um esquema de estufa envolvente de todo o sistema de simulação, com uma fonte de calor termostática para homogeneização e controlo da temperatura do ar.

O sistema de simulação (Figs. 7 e 8) foi projectado com dois troços comuns e três linhas distintas, cada uma ligada a um reactor e individualizadas por válvulas que permitissem o funcionamento do sistema

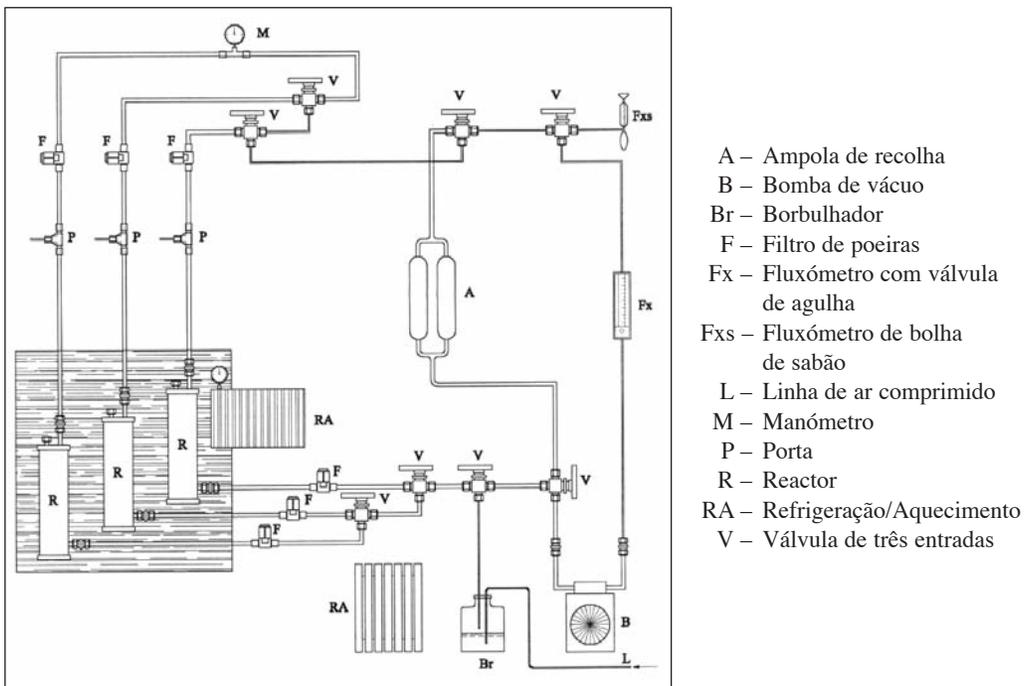


Fig. 7 – Esquema do sistema de simulação.



Fig. 8 – Aspecto geral do sistema de simulação.

em circuito fechado ou aberto, conforme se pretendesse simular contaminação ou descontaminação, respectivamente; mas também a selecção de linha e do respectivo reactor a funcionar.

O troço comum mais importante, considerado o coração do sistema, foi projectado com uma bomba de vácuo, um fluxómetro, com uma válvula de agulha para regular o fluxo, e dois níveis de válvulas para seleccionar o modo circuito fechado/aberto e para definir o sentido da circulação do ar no sistema. Posteriormente, este troço foi complementado com uma entrada de ar comprimido, para injeção de ar no sistema, regulada por um manómetro e uma válvula de regulação fina.

Após o sistema ter sido optimizado, procurou-se antecipar as eventuais dificuldades para cada ensaio programado. Apesar do grande cuidado posto em todas as manobras, surgiram durante os ensaios alguns problemas que obrigaram a recorrer a alternativas, que passaram pelo recurso a frascos de vidro e a *vials*.

4.2.2 – Método analítico

O método analítico escolhido para a quantificação dos compostos em estudo designa-se por cromatografia gasosa. A cromatografia gasosa é um processo de separação de componentes individuais de misturas complexas em que o meio de arraste é um gás. O aparelho que realiza cromato-

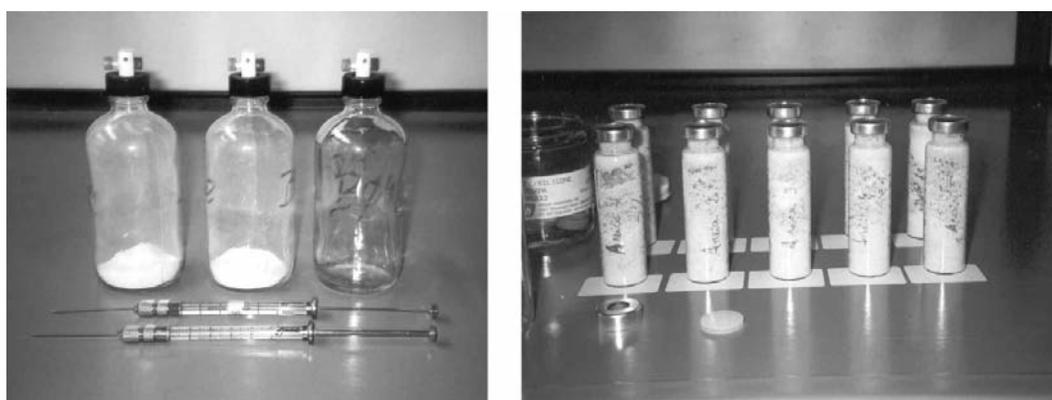


Fig. 9 – a) Ensaio realizados em frascos de 250 mL e seringas para gases com válvula de segurança; b) Ensaio realizados em *vials*.

grafia gasosa designa-se por cromatógrafo e é composto por três partes distintas: o injector, a coluna e o detector. A amostra é introduzida no injector onde é sujeita a um fluxo de gás que a arrasta através da coluna de separação. Os compostos existentes na fase percolante gasosa interactivam com a fase estacionária da coluna de forma mais ou menos prolongada, acabando estes por atingir o detector com tempos diferentes, gerando um sinal por cada um deles, proporcional à sua concentração, que depois de tratado produz um registo. A Fig. 10 pretende esquematizar o processo cromatográfico.

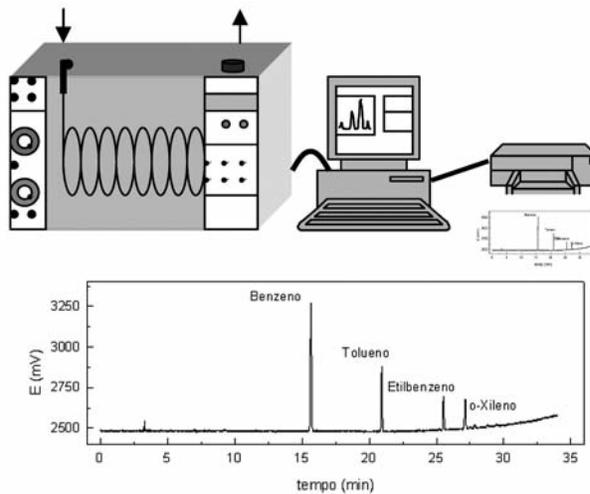


Fig. 10 – Método analítico utilizado na quantificação dos BTEX.

4.2.3 – Simulação da contaminação dos solos

4.2.3.1 – Preparação das amostras de solo

A simulação laboratorial do processo de contaminação do solo, ao longo do estudo desenvolvido, foi uma das tarefas que necessitou de maior envolvimento e de constante atenção. Durante este período, as dificuldades que foram sentidas obrigaram a uma sucessiva adaptação da parte experimental, de modo a levar a cabo o trabalho dentro do intervalo de tempo disponível. Inicialmente, foi pensado proceder, exclusivamente, à contaminação de solos usando os reactivos no modo de circuito fechado. No entanto, à medida que se verificou que o tempo dispendido para cada ensaio (sete patamares de contaminação) era demasiado longo e quando houve a adversidade de o diafragma da bomba romper, tendo de se esperar pela reparação, achou-se conveniente prosseguir o trabalho recorrendo a procedimentos alternativos.

Foram nessa altura adquiridos frascos de 250 mL, com válvulas com dois sistemas de septos, e tentou-se completar o estudo da mesma forma como estava a acontecer para os reactivos, por contaminação cumulativa e temperatura constante. Mesmo assim, os ensaios estavam a ser demorados e não se tinha a total garantia de ausência de fuga.

O passo seguinte foi decidir usar *vials* de 20 mL, com cápsulas de alumínio e septos apropriados, que permitissem um único equilíbrio de distribuição entre a fase gasosa e a amostra de solo. A amostra de solo era dopada uma única vez e com uma quantidade específica de contaminante. Cada *vial* correspondia a um dos patamares programados para dopar o solo, com concentrações crescentes de contaminante. Esta alternativa apresentou-se bastante satisfatória, só que a quantidade de material de laboratório necessária, assim como manobras, pesagens, acertos de teor em água, encapsulamen-

tos, acondicionamento em condições de temperatura constante, entre outras exigências, obrigou a um trabalho ininterrupto para conseguir controlar todos os aspectos inerentes a estes ensaios.

As amostras de solo foram preparadas de modo a satisfazer os requisitos impostos pelos diferentes tipos de procedimentos experimentais utilizados (reactores, frascos e *vials*) no estudo do contacto dos solos com os BTEX, pelo que houve necessidade de preparar as amostras de solo de maneiras diferentes (consultar Jorge, 2001).

Na preparação dos reactores, os modelos foram construídos recorrendo a técnicas de compactação por apiloamento ou a técnicas de pluviação, através de um chuveiro de areia. A preparação de provetes de areias mono-granulares, em condições controladas, foi feita com recurso à miniatura do chuveiro de areia LNEC (protótipo do chuveiro de areia de grandes dimensões concebido, projectado e construído no LNEC, no Centro de Projecto e Construção de Equipamento). Na preparação de provetes de materiais siltosos ou argilosos, o procedimento foi diferente. Neste caso, recorreu-se ao apiloamento e ao conjunto de peças para compactação adaptáveis ao reactor (Fig. 11).



Fig. 11 – Conjunto de compactação e manobra de compactação.

4.2.3.2 – Ensaios realizados

Os ensaios realizados tiveram por objectivo principal a caracterização do processo de adsorção, a fim de avaliar as interações que se estabelecem entre as moléculas orgânicas na fase gasosa e os diferentes constituintes do solo. Os ensaios e as respectivas condições de realização estão sistematizados no Quadro 9. Foi realizado, igualmente, um ensaio no sistema de simulação, designado por ensaio branco, onde não foi utilizado nenhum tipo de solo (reactor vazio).

Quadro 9 – Ensaios de contaminação e respectivas condições.

Solo e teor em água		Tipo de ensaio	Contaminante	Massa de solo (g)	Recolha (μL)	Duração (dias)
Areia de Fontainebleau	seca ($w = 0,017\%$)	Reactor com circulação de ar	BTEX	3490	500	44
	$w = 22,3\%$	Reactor com circulação de ar	BTEX	3490	500	71
	$w = 0,017\%$	10 <i>vials</i> /20 mL	T	10	50	12

Quadro 9 – Ensaios de contaminação e respectivas condições. (Cont.)

Solo e teor em água		Tipo de ensaio	Contaminante	Massa de solo (g)	Recolha (μL)	Duração (dias)
Areia de Fontainebleau	w = 0,017%	10 vials/20 mL	E	10	50	17
	w = 0,017%	10 vials/20 mL	X	10	50	8
	w = 0,017%	7 vials/20 mL	B	10	50	10
	w = 5%	10 vials/20 mL	T	10	50	9
	w = 5%	10 vials/20 mL	E	10	50	10
	w = 5%	10 vials/20 mL	X	10	50	13
	w = 15%	10 vials/20 mL	T	10	50	12
	w = 15%	10 vials/20 mL	E	10	50	12
	w = 15%	10 vials/20 mL	X	10	50	18
Solo residual granito	seco a 110 °C	Frasco-válvula/250 mL	B	20	50	60
	w = 0,57%	10 vials/20 mL	T	10	50	11
	w = 0,57%	10 vials/20 mL	E	10	50	19
	w = 0,57%	10 vials/20 mL	X	10	50	9
	w = 4%	Frasco-válvula/250 mL	T	20	50	73
	w = 4%	Frasco-válvula/250 mL	E	20	50	73
	w = 4%	Frasco- válvula/250 mL	X	20	50	73
	w = 14%	10 vials/20 mL	B	10	50	16
	w = 14%	10 vials/20 mL	T	10	50	8
	w = 14%	10 vials/20 mL	E	10	50	9
	w = 14%	10 vials/20 mL	X	10	50	9
	Solo residual granito	seco 110 °C	Frasco/125 mL	B	5	50
w = 0,67%		10 vials/20 mL	T	10	50	10
w = 0,67%		10 vials/20 mL	E	10	50	20
w = 0,67%		10 vials/20 mL	X	10	50	12
w = 4%		Frasco-válvula/250 mL	T	20	50	72
w = 4%		Frasco-válvula/250 mL	E	20	50	72
w = 4%		Frasco-válvula/250 mL	X	20	50	72
w = 14%		10 vials/20 mL	B	10	50	14
w = 14%		10 vials/20 mL	T	10	50	10
w = 14%		10 vials/20 mL	E	10	50	19
w = 14%		10 vials/20 mL	X	10	50	9

Em cada ensaio foram utilizadas condições específicas, mas pretendendo que em todos eles o estado de equilíbrio fosse atingido antes de se avançar para a etapa seguinte, quer fosse um novo patamar de dopagem, quer fosse um novo *vial* com diferente concentração de contaminante. Os dados destes ensaios são necessários para conhecer a facilidade de retenção dos BTEX pelos solos e para determinar a cinética desse processo de retenção.

5 – RESULTADOS EXPERIMENTAIS

5.1 – Ensaio de contaminação

5.1.1 – Generalidades

Os resultados obtidos nas simulações realizadas, quando representados em função do tempo de residência do contaminante na fase gasosa, permitem diagnosticar a ocorrência de adsorção, ou de qualquer outro processo físico-químico, que extraia o contaminante da fase gasosa, sempre que se verifique um decréscimo na quantidade de contaminante nessa fase. Simultaneamente, a mesma representação permite ainda avaliar quando a adsorção atinge o estado de equilíbrio, pelo facto de a partir desse momento a quantidade de contaminante deixar de diminuir e passar a permanecer constante ou com uma oscilação igual ou inferior à incerteza associada à reprodutibilidade dos ensaios experimentais.

5.1.2 – Areia de Fontainebleau

Na areia de Fontainebleau foram realizadas simulações em reactores e em conjuntos de 10 *vials*, com diferentes teores em água, conforme apresentado no Quadro 9. As características dos solos ensaiados em reactores constam do Quadro 10 (consultar Jorge, 2001).

Quadro 10 – Características dos reactores nas condições ensaiadas.

Reactores	Filtro >#10		Filtro >#20		Filtros V_v (cm^3)	Areia Fontainebleau.				Sistema	
	W (g)	w (%)	W (g)	w (%)		W (g)	w (%)	S (%)	V_v (cm^3)	V_{ar} (cm^3)	$V_{\text{água}}$ (cm^3)
R. azul	–	–	–	–	–	–	–	–	–	≈ 2800	≈ 0
R. verde	340	≈ 0	231	≈ 0	139	3490	0,017	≈ 0	817	1242	≈ 0
R. amarelo	346	9	223	23	138	3490	22,3	95	817	381	860

W: massa de solo; w: teor em água; S: grau de saturação; V_v : volume de vazios; V_{ar} : volume total de ar; $V_{\text{água}}$: volume total de água.

A contaminação foi feita em circuito fechado para cada uma das linhas, onde percolava um dado volume de ar limpo ou já contaminado, com uma quantidade conhecida de BTEX. Nas linhas azul e verde o fluxo imposto foi de 275 $\text{mL}\cdot\text{min}^{-1}$, enquanto na linha amarela este valor teve que ser aumentado para 760 $\text{mL}\cdot\text{min}^{-1}$, devido a exigências de funcionamento da bomba de vácuo. O sistema funcionou em cada uma das linhas por fases contínuas que só cessavam quando se dava por completo o processo de contaminação. Cada linha foi sujeita a um programa de funcionamento diurno e nocturno, temporizado por um dispositivo com relógio. Os ensaios foram realizados à temperatura de 20°C, sendo a temperatura dos reactores controlada por um banho termostaticado (20±1°C), enquanto a temperatura da parte restante do sistema de contaminação era controlada por um dispositivo de climatização atmosférica (23±3°C) para evitar problemas de condensação nos diferentes troços e válvulas. A bomba foi a única parte do sistema que se encontrava fora destas condições por necessidade de arrefecimento.

Cada linha foi sujeita a um conjunto de injeções por escalões de cada um dos contaminantes. As substâncias utilizadas em todas as simulações de contaminação por BTEX foram introduzidas no reator pela porta que se encontra na tampa superior, utilizando para o efeito seringas para líquidos. Os contaminantes foram injectados pela seguinte ordem: o-xileno, etilbenzeno, tolueno e benzeno. Após cada operação de injeção das quatro substâncias, foram aguardados períodos necessários até se assumirem estados de equilíbrio, isto é até que o processo de retenção de contaminantes por parte do solo cessasse. Durante esse período, a atmosfera no interior da linha manteve-se em recirculação programada e a quantidade de BTEX na fase gasosa foi, periodicamente, monitorizada por cromatografia.

No sistema mais complexo, ou seja, aquele com maior teor em água, que envolve partição significativa entre as fases gasosa, aquosa e sólida, foi difícil de identificar com precisão quando o sistema alcançava o estado estacionário ou a posição de equilíbrio. Neste caso, teve de se assumir que os contaminantes foram primeiro solubilizados na fase aquosa ou mantidos na interface ar/água para migrarem, posteriormente, por difusão até às partículas sólidas onde poderão ter ocorrido processos de adsorção.

Os resultados experimentais obtidos para os diferentes tipos de modelos e procedimentos de contaminação são constituídos pelas quantidades dos compostos BTEX na fase gasosa, ao fim de diferentes tempos de residência em contacto com o solo. Estes resultados, quando representados em função do tempo de residência do contaminante, permitem diagnosticar a ocorrência de adsorção, verificando-se um decréscimo na quantidade de contaminante na fase gasosa. A mesma representação permite seguir a cinética do processo e avaliar quando a adsorção atinge o estado de equilíbrio. Na Fig. 12 encontra-se representada a variação no tempo da concentração de benzeno na fase gasosa e a variação no tempo da concentração do benzeno na fase adsorvida, respectivamente, para o primeiro de sete patamares de contaminação da linha verde (areia seca).

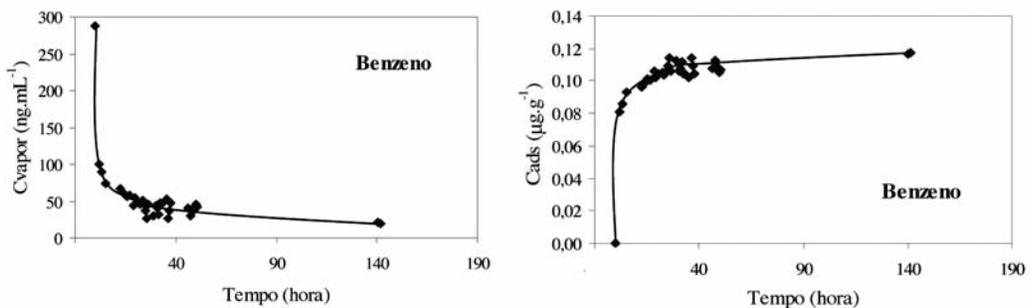


Fig. 12 – Variação da concentração na fase gasosa e na fase adsorvida no tempo (areia seca).

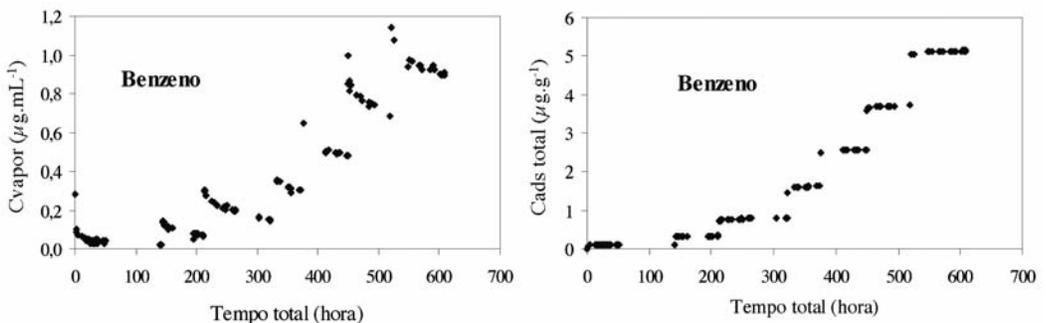


Fig. 13 – Variação da concentração na fase gasosa e na fase adsorvida no tempo (areia seca).

O tratamento conjunto dos dados de todos os patamares permitiu estabelecer, mais facilmente, o tempo de residência a partir do qual é assumido estado de equilíbrio para aquele contaminante - benzeno (Fig. 13). Com base neste tratamento é possível obter os valores médios da concentração adsorvida em função dos valores médios da concentração na fase gasosa e representá-los num gráfico (Fig. 14).

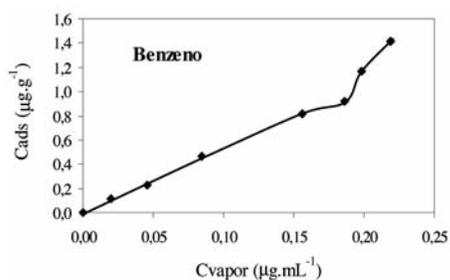


Fig. 14 – Concentração adsorvida versus concentração de vapor de benzeno (areia seca).

A partir da representação que constitui a Fig. 14 é possível descortinar qual o tipo de isotérmica estabelecida. Dado que as isotérmicas obtidas por via experimental não evidenciam, claramente, a existência de zonas em que a concentração adsorvida permanece constante com o aumento da concentração na fase gasosa, é de admitir que os valores da concentração de adsorção na monocamada, em torno das partículas, para cada um dos compostos BTEX, não sejam atingidos durante este ensaio. Este facto dever-se-á à grande quantidade de solo utilizado e à pequena quantidade injectada de contaminantes.

Para os ensaios realizados em vials de 20 mL (pesados e calibrados) utilizaram-se 10 g de areia. O teor em água foi de 0, 5 e 15%, tendo-se utilizado, em geral, para cada simulação 10 *vials*. A simulação foi feita em separado para cada composto BTEX, o que totalizou cerca de 100 ensaios. Simultaneamente, foram dopados *vials* sem solo para se verificar as condições de estanqueidade deste sistema no tempo.

Os *vials* depois de dopados foram, imediatamente, selados com um encapsulador e armazenados num depósito de reagentes com temperatura controlada a $20\pm 2^\circ\text{C}$. Durante o período de tempo que decorreu entre a dopagem e a análise, estes *vials* eram agitados manualmente, com uma frequência diária. Após o período de tempo considerado, era recolhida uma amostra gasosa de cada *vial* que era analisada cromatograficamente.

Ao contrário do que aconteceu para os ensaios em que houve contaminação cumulativa, estes ensaios não permitem obter dados sobre a cinética do processo. Por este motivo, o tipo de informação que se obteve é a que se observa na Fig. 15. Nos ensaios realizados com benzeno em areia seca foram utilizadas quantidades muito inferiores às usadas nos ensaios de TEX. Por este motivo, a curva do benzeno apresenta uma forma bastante diferente das outras, por evidenciar uma tendência para convergir assintoticamente para um dado nível constante. Este facto, a acontecer, significaria que teria ocorrido a saturação da superfície das partículas, com a formação de uma monocamada de benzeno adsorvida, o que se veio a verificar por cálculos que não era verdade (consultar Jorge, 2001).

As isotérmicas obtidas nos ensaios realizados na areia a 5 e a 15% de teor em água não são aqui mostradas, pela razão de corresponderem a uma quantidade de informação que inviabiliza a sua apresentação numa publicação deste género. A mesma explicação é dada para a não apresentação das isotérmicas obtidas nos ensaios realizados nos solos residuais para as diferentes condições de teor em água.

Acrescenta-se, em relação aos resultados experimentais obtidos, que se verifica uma diminuição da concentração adsorvida provocada pela presença da água e que se acentua à medida que se passa do tolueno para o etilbenzeno e deste para o o-xileno. Este facto poderá estar relacionado com a solubilidade de TEX em água, que é maior para o tolueno, ou, por outro lado, com o seu carácter hidrofóbico (ver coeficiente de partição octanol/água). Atendendo a que a superfície da areia é, fundamentalmente, hidrofílica, é de esperar que o contaminante com menor carácter hidrofóbico, que é o tolueno, adsorva numa extensão superior à dos restantes contaminantes. Além do referido, verifica-se que os resultados são muito semelhantes para 5 e 15% de água, o que significa que a água adquire um poder nivelador sobre o comportamento da adsorção de TEX em solos arenosos e que se julga poder estar relacionado com o facto da superfície das partículas do solo se encontrar, totalmente, coberta de água para as quantidades de água usadas nestes ensaios. Os aspectos referidos são mostrados mais à frente na interpretação dos dados.

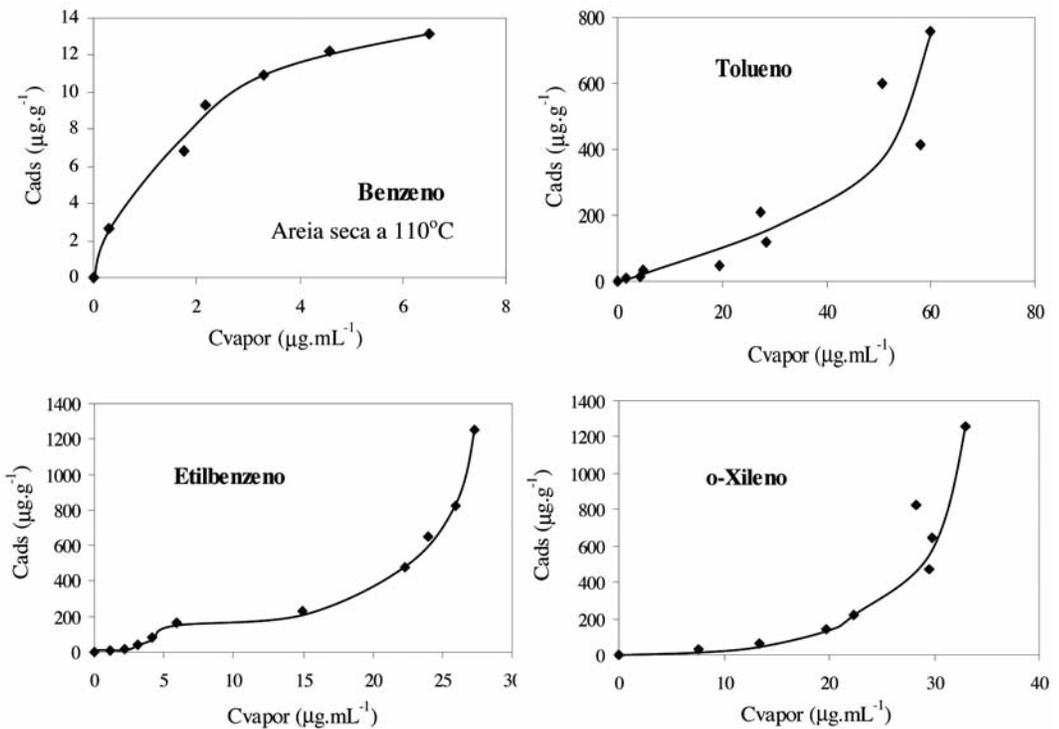


Fig. 15 – Isotérmicas de adsorção em areia de Fontainebleau seca e seca a 110°C .

5.1.3 – Solo residual do granito

As simulações efectuadas com solo residual do granito realizaram-se em dois sistemas diferentes. Um dos sistemas consistiu na utilização de frascos de 250 mL, com válvulas mininert, onde se procedeu à adição sucessiva de quantidades crescentes de contaminante sobre a mesma amostra de solo. O outro sistema era constituído por seqüências de várias *vials*. Cada *vial* continha uma amostra diferente do mesmo solo, que era contaminada uma única vez, com apenas um dos constituintes de BTEX. Em cada seqüência de *vials*, a massa de amostra de solo permaneceu constante, enquanto a quantidade de contaminante aumentava de *vial* para *vial*. Ambos os sistemas

proporcionaram equilíbrios de adsorção isentos do efeito de competição dos diferentes constituintes de BTEX, porque os ensaios foram realizados separadamente para cada um dos compostos (vd. Quadro 9). Conforme referido atrás, as isotérmicas obtidas nas diferentes condições não são aqui apresentadas.

5.1.4 – Solo residual do xisto

À semelhança das simulações efectuadas para o solo residual do granito, as simulações com o solo residual do xisto decorreram em dois sistemas diferentes. Um dos sistemas baseou-se em ensaios com contaminação cumulativa, realizados em frascos de 250 mL, com válvulas *mininert*. O outro sistema foi constituído por *vials* de 20 mL, encapsulados, e por frascos de 125 mL, munidos de cápsula de rosca com septos, onde decorreram ensaios de contaminação simples, isto é, não cumulativos. Analogamente ao referido para o solo residual do granito, também as isotérmicas obtidas nas diferentes condições não são aqui apresentadas.

6 – INTERPRETAÇÃO DOS RESULTADOS

6.1 – Areia de Fontainebleau

Admitindo que acima de oito camadas de água as partículas minerais ficam, completamente, revestidas (em composições minerais homogéneas), então a adsorção directa dos compostos no estado gasoso pode ser desprezável (Ong e Lion, 1991) e qualquer interacção entre os contaminantes e os minerais terá que passar primeiro pela sua solubilização em água, seguida da sua difusão até à superfície das partículas do solo. Por esta razão, os compostos com maior constante de Henry e maior solubilidade acabam por aparecer em maior concentração na água e, por sua vez, terem maior possibilidade de interacção com a fase sólida. A Fig. 16 mostra exactamente este comportamento, apesar do tolueno ser uma excepção. Este resultado não explica o diferente comportamento da isotérmica do tolueno, com o teor em água, mas confirma a apreciação global dos resultados feita na secção anterior quando se afirmou que, nestas condições experimentais, a água assume funções niveladoras de comportamento de adsorção de BTEX.

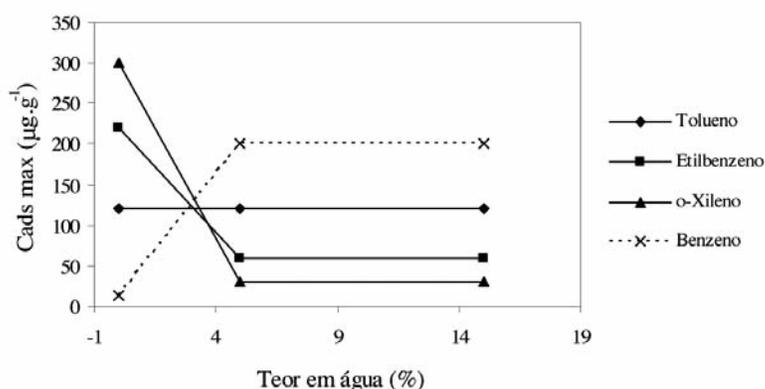


Fig. 16 – Influência do teor em água na areia de Fontainebleau na concentração adsorvida correspondente à zona da isotérmica com características de patamar.

A Fig. 16 permite, ainda, observar que a afinidade dos BTEX para adsorver ao solo seco, quando a concentração total não é demasiado baixa, varia segundo a sequência: Benzeno < Tolueno

< Etilbenzeno < o-Xileno. Enquanto que para o solo com teor em água $\geq 5\%$ a afinidade para a adsorção já segue a ordem inversa: o-Xileno < Etilbenzeno < Tolueno < Benzeno. Na Fig. 17 encontra-se representada a influência do carácter hidrofóbico dos BTEX, quantificado pela constante de distribuição octanol-água, na concentração adsorvida correspondente à zona da isotérmica com características de patamar e que antecede o aumento brusco da concentração adsorvida.

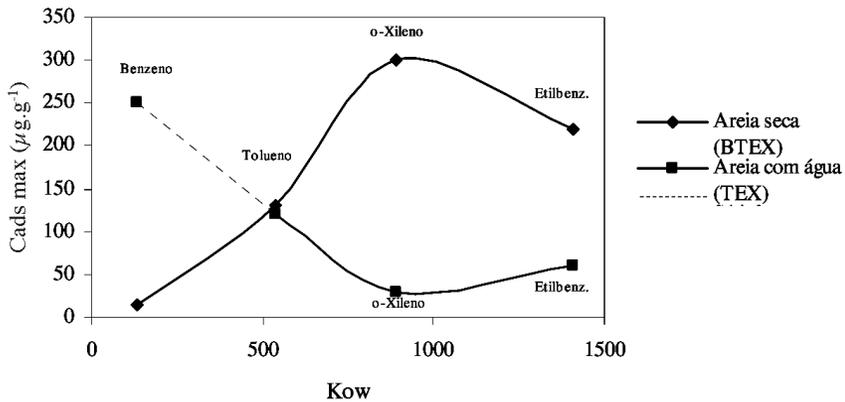


Fig. 17 – Influência do carácter hidrofóbico de BTEX na concentração adsorvida na zona da isotérmica com características de patamar na areia de Fontainebleau seca e com teor em água $\geq 5\%$.

6.2 – Solo residual do granito

A partir do tratamento dos dados obtidos nos ensaios (estabelecimento das isotérmicas) e da sua interpretação, foi possível conhecer o comportamento dos BTEX para o solo residual do granito para as condições em estudo. A Fig. 18 evidencia que o aumento do teor de água no solo provoca uma inversão da sua afinidade para adsorver os contaminantes, relativamente ao observado para os teores em água de 0,57% e de 4%, além de que o aumento do teor em água dificulta a adsorção dos contaminantes, pela diminuição da afinidade e do número de locais de adsorção dos contaminantes orgânicos no solo. Este comportamento foi já observado nos ensaios de contaminação com areia de

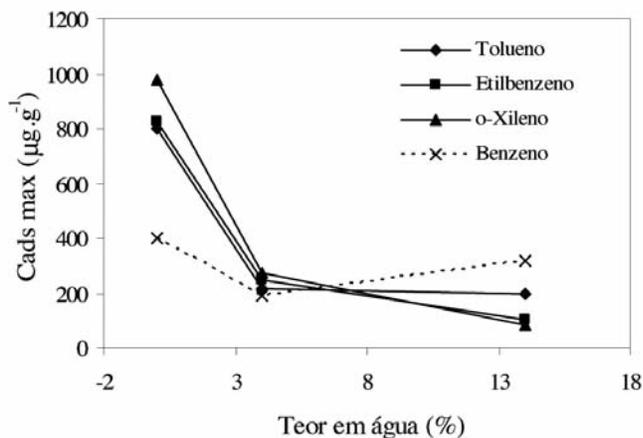


Fig. 18 – Influência do teor de água na concentração adsorvida de BTEX no solo residual do granito na zona de quebra do comportamento linear das isotérmicas.

Fontainebleau, pelo que a sua interpretação é certamente a mesma. Recorde-se que a referida interpretação foi feita com base no carácter hidrofóbico dos BTEX. Contudo, neste solo, de composição mineralógica diversa, até um dado teor em água, uns minerais retêm maior quantidade de água do que outros, existindo a hipótese de permanecerem zonas que não fiquem totalmente revestidas e, desta forma, a adsorção dos contaminantes poderá ocorrer directamente, sem ter de passar pelo processo de solubilização parcial da fase gasosa na fase aquosa.

Na Fig. 19 encontra-se ilustrada a influência do carácter hidrofóbico dos compostos BTEX na concentração adsorvida correspondente à zona da quebra da linearidade das isotérmicas.

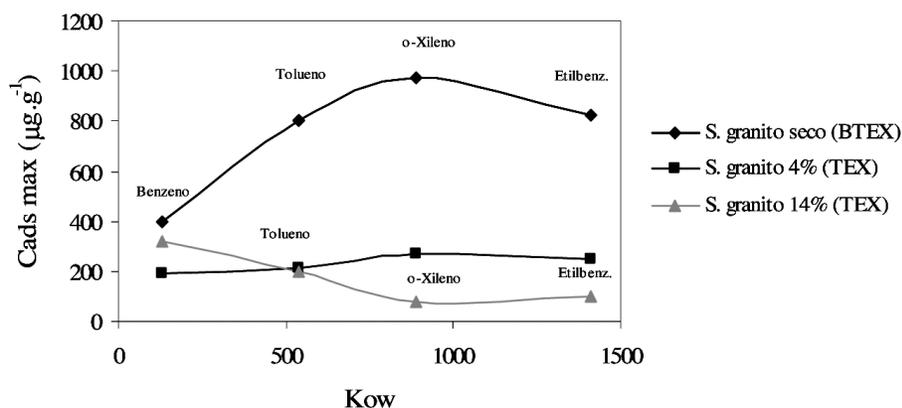


Fig. 19 – Influência do carácter hidrofóbico de BTEX na concentração adsorvida correspondente à zona de quebra da linearidade das isotérmicas do solo residual do granito.

6.3 – Solo residual do xisto

A influência do teor em água nos parâmetros das isotérmicas de adsorção dos BTEX é sistematizada na Fig. 20, sendo notório o decréscimo da afinidade dos contaminantes ao solo residual de xisto, à medida que aumentam os teores de água, assim como o poder nivelador da água. No que se refere às concentrações adsorvidas, na zona da quebra de linearidade das isotérmicas, a situação é semelhante à verificada para o solo residual do granito, como mostra a Fig. 20.

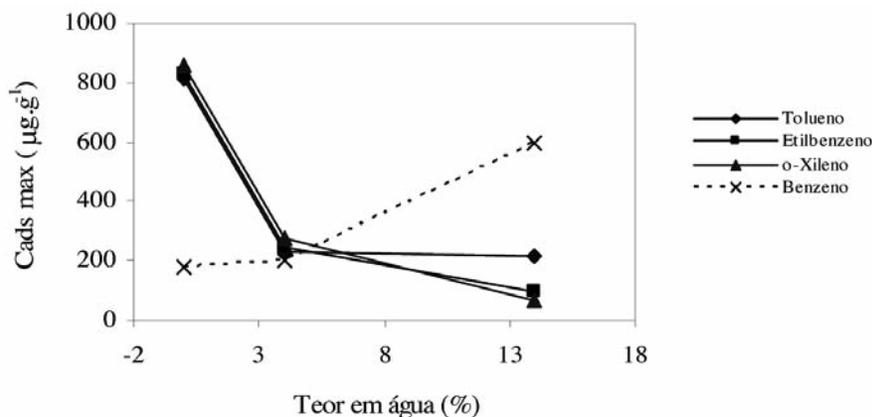


Fig. 20 – Influência do teor de água na concentração adsorvida de BTEX no solo residual do xisto na zona de quebra do comportamento linear das isotérmicas.

As concentrações adsorvidas de BTEX continuam próximas entre si e a decrescerem em conjunto, de forma bastante acentuada, com o aumento do teor de água no solo. Do mesmo modo, a particularidade da concentração adsorvida de tolueno permanecer, praticamente, constante para o teor de água superior a 4%, ao contrário do que acontece com o o-xileno, também continua a verificar-se. Este comportamento continua a ser explicado com base no carácter hidrofóbico dos compostos de BTEX, cuja influência na concentração adsorvida se encontra ilustrada na Fig. 21.

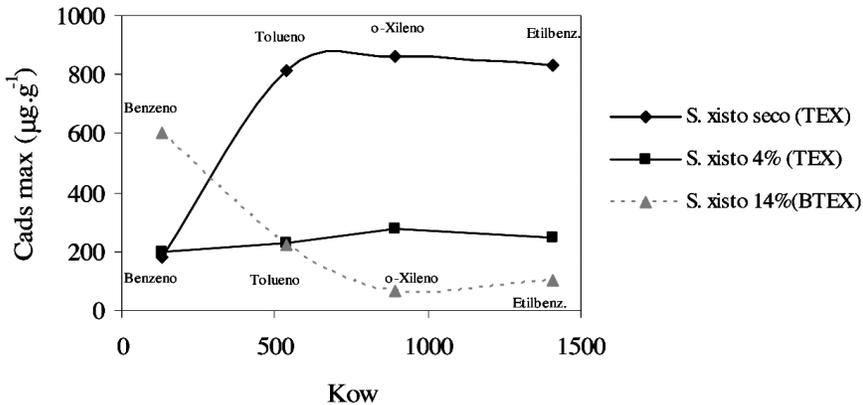


Fig. 21 – Influência do carácter hidrofóbico de BTEX na concentração adsorvida correspondente à zona de quebra da linearidade das isotérmicas do solo residual do xisto.

7 – CONCLUSÕES

A simulação da contaminação por BTEX, dos materiais seleccionados, permite concluir que a adsorção destes compostos, nas condições ensaiadas de muito baixo teor em água, é fraca e moderadamente pronunciada, respectivamente, na areia e nos solos residuais. Assim, prevê-se que a mobilidade (distribuição e transporte) dos compostos BTEX na fase gasosa, nas condições referidas, nos solos residuais do granito e do xisto venha a sofrer efeito de retardação, que será mais pronunciado quando se passa do benzeno para o o-xileno.

Quando o teor em água nos solos é superior a 4%, o efeito de retardação em resultado da adsorção nas partículas deverá diminuir de modo acentuado para os quatro contaminantes, quando as suas concentrações de equilíbrio na fase gasosa são relativamente baixas ($< 15 \mu\text{g.mL}^{-1}$ de acordo com os dados experimentais), prevenindo-se até que possa ocorrer uma inversão na sequência do efeito de retardação indicado anteriormente, para a situação de muito baixo teor em água, porque agora as moléculas dos contaminantes têm que ser solubilizadas na água antes de interagirem com a superfície das partículas dos solos e da areia. Porém, quanto maior o carácter hidrofóbico dos contaminantes, menor a sua quantidade na água higroscópica. Dado que a presença da água retira capacidade aos materiais ensaiados de adsorverem directamente os constituintes de BTEX e o seu efeito é bastante mais pronunciado nos solos do que na areia, assim que se ultrapassa o teor em água de 4% verifica-se que as capacidades de adsorção dos solos e da areia se aproximam.

Todavia, e por efeitos que se julgam estar relacionados com a instabilidade dos contaminantes na fase gasosa, admite-se que a retardação por adsorção dos BTEX possa aumentar bruscamente quando as suas concentrações de equilíbrio na fase gasosa ultrapassarem o valor crítico de $15 \mu\text{g.mL}^{-1}$. Este valor poderá, no entanto, ser superior para o tolueno ($50 \mu\text{g.mL}^{-1}$ de acordo com os dados experimentais).

Deve-se, ainda, salientar que a grande semelhança observada entre as isotérmicas dos BTEX obtidas para os solos residuais do granito e do xisto revela também que a adsorção é, essencialmente, governada pela interacção física entre os contaminantes e a superfície das partículas do solo, não havendo, por isso, lugar à interacção específica ou química entre ambos. Em situações em que a superfície dos minerais não está totalmente coberta por água, a retenção dá-se directamente nos locais disponíveis dessas superfícies. Caso contrário, a adsorção é assegurada pela interacção entre a superfície mineral e a fase aquosa envolvente, cuja concentração em BTEX é assegurada pela distribuição de Henry e pela própria solubilidade em água dos contaminantes, o que garante que a concentração dos contaminantes seja baixa.

Das principais conclusões alcançadas podem mencionar-se as seguintes:

- (i) A água do solo tem um poder nivelador na interacção dos BTEX com a matéria mineral dos solos.
- (ii) Solos com teor em água quase nulo podem adsorver os contaminantes de um modo mais intenso, sendo particularmente notável nos solos desidratados que retêm fortemente os contaminantes.
- (iii) A quantidade de substância adsorvida é diferente nos solos com muito baixo teor em água, ou com teor em água inferior à cobertura total das partículas minerais, e para solos com teor em água suficientemente elevado para cobrir na totalidade as partículas minerais. Para o primeiro caso a adsorção é em geral mais pronunciada de acordo com a sequência Xileno > Etilbenzeno > Tolueno > Benzeno. Enquanto, no segundo caso, a situação é em geral inversa, a quantidade de substância retida e a sequência de adsorção é a seguinte: Benzeno > Tolueno > Etilbenzeno > Xileno, devido às características hidrofóbicas dos contaminantes e dependendo da quantidade de cada substância contaminante dissolvida.
- (iv) A mineralogia do solo pode contribuir para a maior retenção dos contaminantes até dado teor em água, que possibilite que determinados minerais fiquem disponíveis para as moléculas dos contaminantes. Salienta-se, também, que o poder de aglutinação das partículas dos solos dificulta a adsorção dos contaminantes nos ensaios realizados durante o estudo da contaminação.

8 – REFERÊNCIAS

- API (1994). *Transport and Fate of Non-BTEX Petroleum Chemicals in Soils and Groundwater*. API nº4593 Health and Environmental Sciences Department, American Petroleum Institute, Washington, DC.
- ASTM D 2487-85 (1985). *Standard practice for classification of soils for engineering purposes (Unified Soil Classification System)*. American Society for Testing and Materials.
- ASTM D4253-93 (1993). *Standard test methods for maximum index density and unit weight of soils using a vibratory table*. American Society for Testing and Materials.
- Donaldson, S.G.; Miller, G.C.; Miller, W.W. (1992). *Remediation of gasoline-contaminated soil passive volatilization*. Journal of Environmental Quality, vol. 21, pp. 94-102.
- ISO (1996). *International Standard: soil quality – Vocabulary, Part 1: terms and definitions relating to the protection and pollution of the soil*. ISO 11074-1, 1st edition. International Standard Organisation.
- Jorge, C. (1999). *Solos contaminados com gasolina – possíveis soluções*. Comunicação apresentada ao Seminário sobre “Descontaminação dos Solos e das Águas Subterrâneas” organizado pela APEMETA (Associação Portuguesa de Empresas de Tecnologias Ambientais).

- Jorge, C. (2001). *Contaminação/Descontaminação de Solos com Gasolina – Influência das Características dos Solos*. Dissertação elaborada para a obtenção do grau de Doutor em Ciências de Engenharia pela Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Lyman, W.J.; Reehl, W.F.; Rosenblatt, D.H. (1982). *Handbook of chemical property estimation methods*. McGraw Hill, New York.
- McCaulou, D.R.; Jewett, D.G.; Huling, S.G. (1996). *Compatibility of NAPLs and other organic compounds with materials used in well construction, sampling, and remediation*. Ground Water Monitoring Review, vol. 16, pp. 125-131.
- McNeely, S.D. (1998). *Experiences in implementing risk-based design making in North America*. CONCAWE/NICOLE Workshop on Implementing Risk-Based Decision Making Processes for Contaminated Site Management, September, Athens.
- MDEQ (1998). *Soil Saturation Concentration*. Operational Memorandum nº4, Att. 6. Michigan Department of Environmental Quality, Storage Tank Division.
- Mercer, J.W.; Cohen, R.M. (1990). *A review of immiscible fluids in the Subsurface: Properties, Models, Characterization and Remediation*. Journal of Contaminant Hydrology, vol. 6, pp. 107-163.
- NCHRP (1996). *Remediation of petroleum-contaminated soils. A synthesis of highway practice*. National Cooperative Highway Research Program - Synthesis 226. Transportation Research Board, National Research Council.
- Ong, S.K. e Lion, L.W. (1991). *Mechanisms for trichloroethylene vapor sorption onto soil minerals*. Journal of Environmental Quality, vol. 20, nº1, pp. 180-188.
- Petersen, L.W.; Moldrup, P.; EL-Farhan, Y.; Jacobsen, O.H.; Yamaguchi, T. e Rolston, D.E. (1995). *The effect of moisture and soil texture on the adsorption of organic vapors*. Journal of Environmental Quality, vol. 24, pp. 752-759.
- Riser-Roberts, E. (1998). *Remediation of petroleum contaminated soils: biological, physical and chemical processes*. Lewis Publishers.
- Scheidegger, A.M.; Sparks, D.L. (1996). *A critical assessment of sorption-desorption mechanisms at the soil mineral/water interface*. Soil Science, vol. 161, nº12, pp. 813-831.
- Schwarzenbach, R.P.; Gschwend, P.M.; Imboden, D.M. (1993). *Environmental organic chemistry*. John Wiley and Sons, Inc.. New York, NY.

INTERACÇÃO DE COMPOSTOS ORGÂNICOS DA GASOLINA COM TRÊS TIPOS DE SOLOS. PARTE II – SIMULAÇÃO LABORATORIAL DE DESCONTAMINAÇÃO

Interaction of gasoline volatile organic compounds with three different soils. Part II – Laboratory simulation of decontamination

Celeste Jorge*

Cosme R. Moura**

RESUMO – Este trabalho resulta de um estudo de simulação laboratorial do processo de descontaminação por ventilação de solos diversos, reconstituídos dentro de reactores projectados e construídos para os propósitos pretendidos, depois de dopados com BTEX – Benzeno, Tolueno, Etilbenzeno e Xilenos. Os provetes dos solos foram reconstituídos com características diferentes, dois provetes por cada tipo de solo. Através dessa modelação em laboratório, estudaram-se as interacções entre contaminantes na fase gasosa e as fracções sólida e aquosa dos diversos solos. Determinaram-se, ainda, as condições dos solos que poderão permitir maior ou menor reversibilidade dos processos intervenientes. Os resultados obtidos permitiram concluir que a influência da natureza e das condições geotécnicas dos solos não foram tão nítidas como se previa, evidenciando-se o papel do teor em água, que foi mantido durante os ensaios, por saturação do fluxo de ar percolante.

SYNOPSIS – This work results from a laboratory simulation study of the ventilation decontamination process of diverse soils, which were reconstituted in reactors designed and constructed at specific purpose, after they had been doped with BTEX. The soil specimens were reconstituted with different characteristics, two specimens for each kind of soil. By using that laboratory simulation, the interactions among BTEX (Benzene, Toluene, Ethylbenzene and Xilenes) contaminants in gas phase and soil aqueous and solid phases were studied for the diverse soils. The soil conditions that might allow higher or smaller reversibility of intervenient processes were also evaluated. The results obtained concluding that the influence of soil nature and their geotechnical conditions are not so clear, how was foreseen, being obvious the importance of water content, that was maintained constant during all tests, by saturation of percolant air flux.

PALAVRAS CHAVE – Solos contaminados, ensaios laboratoriais, mitigação/remediação, BTEX.

1 – INTRODUÇÃO

A mitigação das situações de contaminação de solos resultantes do derrame de hidrocarbonetos é uma medida urgente, com o objectivo último de minimizar todo o tipo de potenciais riscos que advenham das mesmas. A principal preocupação da existência de solos contaminados por hidrocarbonetos, e em particular por gasolina, deve-se à presença de substâncias voláteis, altamente perigosas, com efeitos nocivos para a saúde humana e para o ecossistema, para além dos perigos

* Investigadora Auxiliar, Núcleo de Geologia de Engenharia, Departamento de Geotecnia, Laboratório Nacional de Engenharia Civil. E-mail: cjorge@lnec.pt

** Professor Auxiliar, Departamento de Química, Faculdade de Ciências da Universidade do Porto. E-mail: cnmoura@fc.up.pt

associados à migração e acumulação dos gases em estruturas enterradas e em sistemas de ventilação de edifícios.

O presente artigo vem na sequência de um outro, com o mesmo título, que constitui a Parte I – Desenvolvimento do Estudo de Retenção (Jorge *et al.*, 2008), em que se abordou a problemática da interacção dos contaminantes indicadores da gasolina – BTEX (Benzeno, Tolueno, Etilbenzeno e Xileno) com os solos utilizados – Areia de Fontainebleau (A.F.), solo residual do granito (S.R.G.) e solo residual do xisto (S.R.X.). Nesta Parte II – Simulação Laboratorial de Descontaminação, foi esquematizado um plano de ensaios de descontaminação que decorreram em condições controladas, geotécnica e quimicamente, e acompanhou-se a variação dos BTEX na fase gasosa do sistema (solo-água-gás dos contaminantes/ar do solo ou do sistema) pela técnica analítica de cromatografia gasosa. Através de balanços de massa e por aplicação de leis da química-física foi possível conhecer a fracção de contaminantes retidas na fase sólida e na fase aquosa, a partir da quantificação de contaminante existente na fase gasosa. A eficiência da simulação da acção de mitigação foi determinada para as seis simulações realizadas, assim como foram relatadas as condições em que as mesmas foram alcançadas.

Os solos a simular foram preparados conforme se descreve em Jorge (2001). Nessa mesma fonte são, igualmente, referidos em pormenor todos os procedimentos realizados durante os ensaios de simulação.

Por último, faz-se uma interpretação dos resultados obtidos nas diferentes simulações laboratoriais e comparam-se os resultados, tendo em conta as características geológicas, geotécnicas e químicas dos solos e as características dos BTEX.

2 – DISTRIBUIÇÃO DOS CONTAMINANTES NAS DIFERENTES FASES

2.1 – Partição na fase gasosa

Grande parte dos compostos da gasolina é altamente volátil, o que significa que se transferem da fase LNA (Líquida Não Aquosa) para a fase gasosa com grande facilidade. A partição dos BTEX para a fase gasosa ocorre imediatamente, a temperatura relativamente baixa, e os principais factores que afectam essa volatilização incluem: 1) área de contacto entre os produtos na fase LNA e os componentes da zona não saturada; 2) pressão de vapor dos compostos em causa; e 3) taxa a que os compostos se distribuem no solo.

Convém acrescentar que o equilíbrio ácido-base é também muito importante na avaliação das fracções gasosas de compostos orgânicos tóxicos não polares, isto porque na zona não saturada apenas as formas electricamente neutras das espécies químicas são volatilizadas. Junto à superfície, mecanismos advectivos podem contribuir para a volatilização, enquanto a maior profundidade, no solo, pode ser a difusão a contribuir para a volatilização, mas a uma taxa muito mais lenta.

Em relação aos BTEX, em fase gasosa, assume-se um comportamento de gás ideal. Os gases ideais satisfazem a relação:

$$P V = n R T \quad (1)$$

em que n é o número de moles do gás [mol], P é a pressão [P], V é o volume [L^3], T é a temperatura (K) e R é a constante dos gases perfeitos ($0,08205 \text{ atm.L.mol}^{-1}.\text{K}^{-1}$). Esta equação é um excelente pressuposto para gases sujeitos às condições normais de pressão e temperatura (1 atm e 20 a 40°C).

A Lei de Henry é, geralmente, usada para determinar a partição entre a água e o ar, enquanto a partição entre o composto em fase LNA e o ar é descrita pela Lei de Raoult. A Lei de Henry estabelece que existe uma relação linear entre a pressão de vapor do contaminante acima da sua solução aquosa e a sua concentração na solução (Fetter, 1993). A partição entre o ar e a água é acompanhada através da constante adimensional de Henry, H'

$$H' = \frac{P_v}{S R T} \quad (2)$$

$$H' = \frac{H}{R T} \quad (3)$$

H' pode ser, ainda, representada pela seguinte relação

$$H' = \frac{C_{ar}}{C_{\text{água}}} \quad (4)$$

onde H é a constante de Henry [$P L^3 \text{ mol}^{-1}$], P_v é pressão de vapor [P], S é solubilidade [mol L^{-3}], R é a constante dos gases, T é a temperatura [T], C_{ar} é a concentração na fase gasosa [$M L^{-3}$] e $C_{\text{água}}$ é a concentração na água [$M L^{-3}$]. Convém mencionar que C_{ar} é, também, referida no texto como C_v .

Uma vez que os derivados do petróleo, como a gasolina, são misturas de hidrocarbonetos com propriedades físicas e químicas variadas, o seu comportamento no meio poroso é determinado pelas características da mistura e não pelo comportamento individual de cada componente. Por este motivo, é importante abordar a Lei de Raoult para cada um dos componentes. A Lei de Raoult estabelece que a pressão parcial, p_B [P], de um composto acima de uma mistura ideal na fase LNA é igual à pressão de vapor do composto puro, P_v [P], vezes a fracção molar do composto na mistura, x_B [-], e tem sido usada para quantificar as concentrações dos contaminantes no equilíbrio entre as fases LNA e o ar (Corapcioglu e Baehr, 1987)

$$p_B = x_B P_v \quad (5)$$

Desta forma pode prever-se a concentração de vapor na fase gasosa, por exemplo, para o benzeno, a partir das seguintes equações

$$p_B V = n_B R T \quad (6)$$

$$\frac{n_B}{V} = \underline{C}_v = \frac{p_B}{R T} \quad (7)$$

onde \underline{C}_v é a concentração de vapor [mol L^{-3}],

$$\underline{C}_v = \frac{p_B}{R T} = \frac{x_B P_v}{R T} \quad (8)$$

$$C_v = \frac{p_B M_M}{R T} \quad (9)$$

em que M_M é a massa molar [$M \text{ mol}^{-1}$].

Após ou durante a volatilização, o transporte da fase gasosa é de extrema importância para que o processo de volatilização continue a ocorrer e para que não ocorra saturação dessa fase. Quando os contaminantes têm coeficientes de partição entre a água do solo e o ar do solo $< 10^4$, eles difundem-se, essencialmente, na fase gasosa (Riser-Roberts, 1998).

2.2 – Partição na fase aquosa

A infiltração é, provavelmente, um dos mecanismos de contaminação mais comuns no solo. A água, que se infiltra a partir da superfície, penetra no solo através dos poros e move-se em profundidade sob a influência da gravidade. Se o solo estiver contaminado, a água vai dissolvendo as substâncias existentes, de acordo com as suas características. O lixiviado vai avançando em profundidade, enquanto as condições o permitirem, podendo atingir o nível freático.

Esta dissolução envolve a transferência de massa das fases sólida, LNA ou gasosa para a fase aquosa. A solubilidade em água dos contaminantes orgânicos tem o maior efeito na persistência e na mobilidade desses compostos. Em geral, quanto menor é a solubilidade em água maiores são os coeficientes de partição octanol/água e carbono orgânico/água. As concentrações de compostos orgânicos na água podem também ser calculadas a partir das relações de equilíbrio baseadas nas Leis de Raoult e de Henry.

A solubilidade dos compostos orgânicos em questão é, em geral, bastante baixa em água. Tal deve-se ao facto da água ser considerada um dipolo, enquanto os compostos são não polares ou apresentam uma polaridade muitíssimo reduzida. O carácter não polar confere às moléculas propriedades hidrofóbicas, com maior probabilidade de sofrerem partição na matéria orgânica ou de serem adsorvidas na fracção mineral reactiva do solo (argilas), em condições secas, e neste caso geram-se fases imiscíveis.

Os LFNA (Líquidos em Fase Não Aquosa) apresentam características não miscíveis. Quando os LFNA não são dissolvidos nem adsorvidos, os compostos que os constituem terão grande probabilidade de se encontrarem na fase gasosa. No entanto, misturas como a gasolina têm também compostos solúveis e, neste caso, não se pode deixar de os considerar.

De forma idêntica ao que se passa na volatilização, a solubilidade em água de um componente numa mistura é proporcional à solubilidade desse componente puro, sendo a constante de proporcionalidade a sua fracção molar na mistura.

Em certas condições existem formas de aumentar a solubilidade dos compostos hidrofóbicos. Por exemplo, a co-solvatação é um processo em que há aumento da solubilidade dos contaminantes orgânicos hidrofóbicos pela adição de vários solventes orgânicos miscíveis em água (ex. etanol, metanol e acetona). Os co-solventes ou solventes mistos reduzem a capacidade hidrofóbica pelo aumento da interacção entre o contaminante e a água, diminuindo a adsorção física e facilitando a mobilidade. Também a presença de compostos antropogénicos ou outros resultantes de actividade biológica (na proporção de 20%) aumenta as solubilidades dos contaminantes hidrofóbicos de uma ordem de grandeza ou mais (Atlas, 1981).

2.3 – Partição na fase sólida

2.3.1 – Generalidades sobre a adsorção

A partição da fase sólida é aqui abordada em termos de adsorção. O termo adsorção é usado sem distinção entre as variantes de processos que nele podem estar incluídas e são quaisquer

interacções intermoleculares envolvidas na distribuição, a partir das fases aquosa ou gasosa para a fase sólida. Segundo Scheidegger e Sparks (1996), os processos de adsorção são efectivamente os processos físico-químicos mais importantes que ocorrem no solo e que afectam a mobilidade de compostos LFNA e com a maior importância aquando da avaliação do transporte e da sua biodisponibilidade. A adsorção a partir da fase gasosa para as superfícies sólidas é, particularmente, importante no transporte e na biodisponibilidade de compostos orgânicos não polares.

A adsorção pode ocorrer nas partículas minerais e/ou na matéria orgânica e é controlada pelas características dos contaminantes. Por outro lado, ela é influenciada pelas características da matriz do solo e dos fluidos (Christensen e Elton, 1996). Por esta razão, a própria física do processo é complicada. Por exemplo, a adsorção de uma espécie pode resultar na desadsorção de outra, o que se traduz por competição pelos locais de adsorção. Isto é, particularmente, importante no caso das moléculas não polares dos compostos orgânicos e das moléculas polares da água nas superfícies dos minerais. Tal facto pode ser observado entre as moléculas na fase gasosa de ambas as espécies.

Diversos investigadores, entre os quais Pennell *et al.* (1992), recomendam que, na adsorção de gases de compostos como os BTEX, a abordagem inclua diversos processos: 1) adsorção na superfície dos minerais; 2) partição na matéria orgânica; 3) dissolução nas películas de água adsorvida e 4) adsorção na interface ar/gás-água, e que estes sejam utilizados para descrever a adsorção de gases na zona não saturada. A importância relativa destes processos dependerá, principalmente: do teor em água, da superfície específica dos minerais, do teor em carbono orgânico do adsorvente e da pressão de vapor e da solubilidade do composto orgânico.

Ainda que a adsorção na superfície mineral exposta possa ser substancial, é pouco provável que tenha um papel relevante nos sistemas naturais com elevado teor em água. Estudos laboratoriais têm demonstrado que as superfícies hidrofílicas dos minerais encontram-se, provavelmente, cobertas por água e a adsorção do composto orgânico decrescerá até ao ponto observado nos sistemas água/solo. No entanto, para a adsorção dos compostos voláteis em solos secos, a maioria do processo ocorre na superfície externa dos minerais, o que retarda por sua vez o movimento dos contaminantes (Riser-Roberts, 1998).

As reacções de adsorção são frequentemente exotérmicas e os processos de adsorção podem ser classificados em dois grupos, com base nas energias envolvidas: adsorção química (alta energia) e adsorção física (baixa energia). Para contaminantes orgânicos não polares, a partição para a fase sólida ocorre, usualmente, por processos de adsorção física, tais como ligações de van der Waals e hidrofóbicas.

2.3.2 – Isotérmicas de adsorção

A isotérmica de adsorção é uma medida da variação da concentração da substância adsorvida com a concentração dessa substância na fase gasosa ou aquosa, para a situação de equilíbrio e a temperatura constante. Este é o método mais simples e usado para a previsão da adsorção física, uma vez que a forma da isotérmica está directamente relacionada com o processo de adsorção para um sistema **contaminante - fase gasosa - água - adsorvente (solo/matéria orgânica)** (Yaron *et al.*, 1996).

Diversas constantes empíricas podem ser calculadas a partir das isotérmicas de adsorção e estas constantes podem, então, ser usadas para prever a quantidade adsorvida para outras condições

experimentais. Os dados da adsorção deverão ser considerados válidos apenas para condições ambientais no equilíbrio (Yaron *et al.*, 1996). Para maior pormenor deste tema, nomeadamente os tipos de isotérmicas de adsorção a considerar ou os modelos matemáticos que as podem descrever (Langmuir, Freundlich, Brauner-Emmett-Teller - BET e distribuição linear), consultar Jorge (2001).

2.3.3 – Considerações sobre a adsorção dos contaminantes nos solos

As isotérmicas de adsorção dos contaminantes orgânicos voláteis no solo seco são não lineares, em contraste nítido com a linearidade das isotérmicas de adsorção nos sedimentos dos sistemas aquosos e na matéria orgânica do solo, o que indica a adsorção de camadas múltiplas e/ou condensação na superfície ou nos poros da fase sólida (Chiou e Shoup, 1985; entre outros). Isso também acontece para altas concentrações de contaminantes (altas pressões de vapor). Por seu lado, as isotérmicas lineares são aplicadas na adsorção de gases a baixas concentrações (Peterson *et al.*, 1998), condições que podem ocorrer no campo a grandes distâncias da fonte de contaminação. De acordo com Farrel e Reinhard (1994), a adsorção linear ocorre, também, em superfícies minerais homogêneas com abundantes locais de adsorção, com igual afinidade para as espécies adsorventes.

O conhecimento da cinética de adsorção e de desadsorção é muito importante. A cinética dos processos de adsorção física fornece um certo número de ensinamentos dos mecanismos que ocorrem durante a adsorção. Segundo Wilson e Clarke (1994) é muito importante determinar as isotérmicas de adsorção dos voláteis orgânicos em solos, para que melhor se possa compreender o seu comportamento. No entanto, a disparidade de resultados obtidos em diferentes estudos, de acordo com diversos autores, evidencia a dificuldade dos estudos cinéticos de adsorção no solo de compostos orgânicos não polares.

Segundo Calvet (1989) algumas horas de contacto (contaminante-solo) são suficientes para atingir o equilíbrio na adsorção e desta opinião são muitos investigadores que realizaram trabalho nesta área. Os resultados da maior parte dos trabalhos efectuados mostram que a adsorção é um processo rápido, onde mais de 50% dos contaminantes são adsorvidos em alguns minutos – especialmente para solos de porosidade inter-partículas. Contudo, muitas vezes isto não acontece e tem-se adsorção lenta, dependendo dos compostos, do teor em água e do tipo de solos, e podem ser necessários meses para atingir o equilíbrio. Com base neste comportamento, chegou-se à conclusão que a cinética é em geral bifásica. Uma fase rápida e reversível (lábil), a qual é seguida por uma fase muito mais lenta não reversível (não lábil) (adaptado de Karickhoff e Morris, 1985). A fase rápida é tratada como um equilíbrio de partição linear entre as fases sólida e aquosa, quando é caso disso. A fase mais lenta tem sido descrita como a difusão do químico nos microporos da matéria orgânica e da fracção inorgânica do solo e tem também a ver com o período de tempo em que o contaminante está em contacto com o solo; tudo se passa como um mecanismo de transferência de massa a taxa limitada (Vilkner e Parnas, 1986). À medida que aumenta o tempo de contacto com o contaminante, aumenta a fracção não lábil.

A libertação de espécies adsorvidas é, frequentemente, referida como desadsorção. Este processo é muito importante para solos contaminados, porque o seu estudo ajuda a prever o destino e a mobilidade dos contaminantes e possibilita a escolha de estratégias de reabilitação apropriadas. Relativamente, por exemplo, à biotransformação, a forma lábil do composto químico está disponível, enquanto a outra não.

Em estudos laboratoriais é frequente observar que a desadsorção é um processo mais difícil e lento do que a adsorção e que as reacções não são totalmente reversíveis (Karickhoff, 1984). Esta

aparente irreversibilidade ocorre como um mecanismo de histerese, em que as isotérmicas de adsorção e de desadsorção não são coincidentes. Este facto deve-se ao desajuste das concentrações nos seus extremos e impede a aplicação das equações utilizadas para descrever a adsorção, para descrever, igualmente, a desadsorção (Calvet, 1989). A histerese está em grande parte relacionada com as concentrações totais máximas dos contaminantes, com o período de tempo que o contaminante esteve em contacto com o solo e com as “ligações” mais ou menos fortes que se possam formar entre as partículas do solo e o contaminante.

A remoção dos compostos, como os BTEX, de um solo contaminado pode passar pela sua transferência para uma fase móvel. Tudo se passa em termos de transferência de massa a taxa limitada. Um exemplo poderia ser a desadsorção de contaminantes da matriz sólida para a água intersticial e a posterior volatilização dos compostos a partir da fase aquosa para a fase gasosa. Vários processos têm sido propostos como fazendo parte e entrando nestas limitações da taxa de transferência, incluindo limitações de transferência de película, processos de difusão no intra-agregado, passagem de fluxo gasoso em zonas de baixa permeabilidade ou zonas de elevada saturação da fase aquosa, resistências difusivas no carbono orgânico do solo, taxas de reacções de desadsorção e envelhecimento da contaminação. Dos processos referidos, a difusão intra-agregado e/ou intra-partículas tem recebido a maior atenção. A migração dos compostos voláteis na porosidade intra-partículas tem sido citada como um factor limitante da eficiência da desadsorção dos contaminantes pela remoção da fase gasosa do solo.

3 – ENSAIOS DE DESCONTAMINAÇÃO

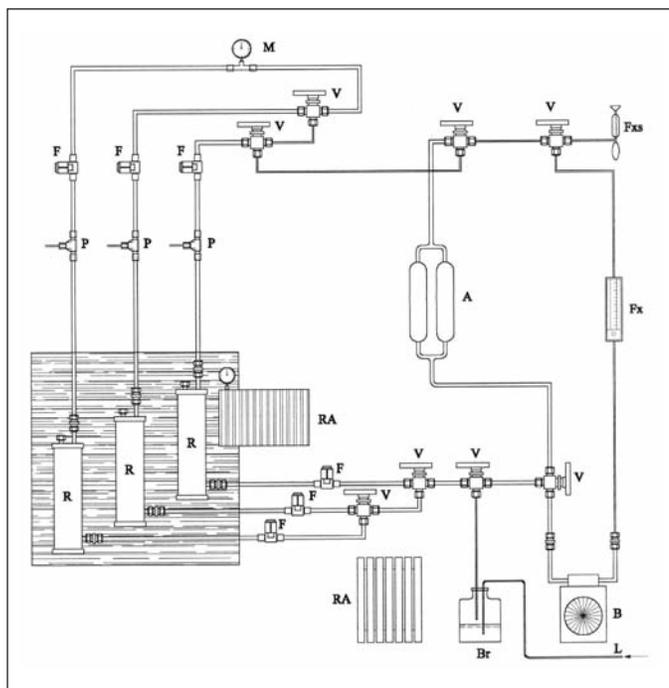
3.1 – Considerações gerais

A simulação laboratorial do processo de descontaminação no decurso do trabalho experimental acabou por ser a tarefa última. Estava planeado, inicialmente, proceder à contaminação de um solo em reactor, estudando a sua cinética de adsorção, e em sequência proceder à sua descontaminação. Devido a problemas que ocorreram durante a contaminação de um dos reactores, essa hipótese foi colocada de parte e teve que se proceder à reconstrução de provetes de A.F., de S.R.G. e de S.R.X. para realizar ensaios de descontaminação. As características físicas, químicas, mineralógicas e microbiológicas daqueles solos foram apresentadas em Jorge (2001) e na Parte I – Desenvolvimento do Estudo de Retenção do presente artigo (Jorge *et al.*, 2008).

Esses provetes foram contaminados e aguardaram períodos variados antes de serem sujeitos ao ensaio, tentando com isso representar o envelhecimento da contaminação. Nestes ensaios foi utilizado o sistema de contaminação/descontaminação, na opção de circuito aberto, descrito em Jorge (2001) e Jorge *et al.* (2008), e utilizou-se, essencialmente, uma linha de ar comprimido como fonte de ventilação (*vd.* Fig. 1).

3.2 – Características dos provetes

Os provetes foram construídos de acordo com os procedimentos descritos em Jorge (2001), tendo-se em conta a natureza do solo. Para cada tipo de solo foram reconstruídos dois provetes com teores em água e pesos volúmicos diferentes, assim como diferentes volumes das fases existentes. Estes provetes ficaram com as características apresentadas nos Quadros 1 e 2.



- A – Ampola de recolha
- B – Bomba de vácuo
- Br – Borbulhador
- F – Filtro de poeiras
- Fx – Fluxómetro com válvula de agulha
- Fxs – Fluxómetro de bolha de sabão
- L – Linha de ar comprimido
- M – Manómetro
- P – Porta
- R – Reactor
- RA – Refrigeração/Aquecimento
- V – Válvula de três entradas

Fig. 1 – Esquema do sistema de simulação/descontaminação.

Quadro 1 – Características dos provetes reconstruídos nos reactores e ensaiados.

Solo	Massa de solo W (g)	Teor em água w (%)	Peso volúmico γ (kN.m ⁻³)	Condutividade hidráulica k (m.s ⁻¹)	Porosidade n (%)	Índice de vazios e (-)
A.F.	3154	0	15,58	$3,6 \times 10^{-6}$	40,1	0,67
	2619	5	14,00	$2,2 \times 10^{-5}$	48,7	0,51
S.R.G.	3992	3	17,69	$3,8 \times 10^{-7}$	35,6	0,55
	3648	13	20,11	$9,0 \times 10^{-8}$	33,5	0,50
S.R.X.	3307	1,3	15,12	$7,8 \times 10^{-7}$	45,4	0,83
	3505	5	16,18	$1,9 \times 10^{-6}$	43,5	0,77

3.3 – Ensaios realizados

Os ensaios realizados tiveram por objectivo remover por ventilação dos provetes os constituintes de BTEX existentes nas diferentes fases e concluir quanto à eficiência deste processo para cada tipo de solo nas condições que apresentavam. Os ensaios decorreram a uma temperatura constante de $20 \pm 2^\circ\text{C}$. Em cada reactor foram adicionados 10 mL de BTEX = 2,5 mL B + 2,5 mL T + 2,5 mL E + 2,5 mL X, a que correspondem, respectivamente, as quantidades de massa inicial de 2200, 2175, 2175 e 2200 mg. Esta mistura foi injectada junto à base da coluna, na zona de filtro. Esperou-se que esse volume volatilizasse, tendo-se aguardado entre a operação de dopagem e o início do ensaio de descontaminação de um mês e meio a três meses. Os ensaios de descontaminação realizados

Quadro 2 – Volumes ocupados pelas diferentes fracções das fases dos provetes de solo.

Solo	Volume de vazios V_v (cm ³)	Volume de ar V_{ar} (cm ³)	Volume de água $V_{água}$ (cm ³)	Volume de sólidos V_s (cm ³)
A.F. (w = 0%)	795	795	0	1190
A.F. (w = 5%)	938	807	131	989
S.R.G. (w = 3%)	812	692	120	1468
S.R.G. (w = 13%)	673	199	474	1337
S.R.X. (w = 1,3%)	985	942	43	1189
S.R.X. (w = 5%)	970	795	175	1261

encontram-se sistematizados no Quadro 3. As amostras de gás foram recolhidas desde o início do ensaio, com espaçamentos no tempo que foram sendo cada vez maiores à medida que o ensaio avançava. Na fase inicial foram recolhidas amostras com a periodicidade que o processo analítico permitia, o que correspondia a cerca de 45 minutos. Em cada amostra foram recolhidos 500 μ L da fase gasosa efluente. Esta amostra recolhida era, imediatamente, injectada no cromatógrafo gasoso, para determinação analítica. A partir desta determinação analítica, obtiveram-se os resultados correspondentes às quantidades de compostos BTEX na fase gasosa.

Em cada ensaio pretendeu obter-se a máxima remoção dentro de um período de tempo compatível com um calendário apertado, o que acabou por ser o que na realidade se passa, em geral, com situações concretas. Porém, tal facto fez com que se obtivesse, mais rapidamente, uma cauda de concentração dos contaminantes, possivelmente, associada a uma desadsorção lenta (não lábil). O que significa que a fracção lábil foi removida mais rapidamente.

Quadro 3 – Ensaio de descontaminação realizados e respectivas condições.

Ensaio	Contaminantes	Recolha (μ L)	Tempo de equilíbrio (mês)	Duração do ensaio (dias)	Caudal inicial (mL.min)	Variação de caudal	Observações
A.F. (w = 0%)	BTEX	500	1,5	48	100	Pequenas oscilações de caudal	Dois períodos de remoção, espaçados de um mês. Caudal final inferior.
A.F. (w = 5%)	BTEX	500	2	29	85	Pequenas oscilações de caudal	Caudal a decrescer.
S.R.G. (w = 3%)	BTEX	500	3	25	60	Oscilações de caudal	Caudal diminuiu para 15mL.min ⁻¹ .
S.R.G. (w = 13%)	BTEX	500	2	28	150	Bomba de vácuo e, depois, linha de ar comprimido	Ensaio parado durante 9 dias. Caudal diminuiu para 40 e depois para 20 mL.min ⁻¹ .

Quadro 3 – Ensaios de descontaminação realizados e respectivas condições. (Cont.)

Ensaio	Contaminantes	Recolha (μL)	Tempo de equilíbrio (mês)	Duração do ensaio (dias)	Caudal inicial ($\text{mL}\cdot\text{min}$)	Varição de caudal	Observações
S.R.X. (w = 1,3%)	BTEX	500	1,5	20	50	Oscilações de caudal	Caudal diminuiu progressivamente para $10 \text{ mL}\cdot\text{min}^{-1}$.
S.R.X. (w = 5%)	BTEX	500	2	25	100	Pequenas oscilações de caudal	Ensaio parado 5,5 dias. Diminuição do caudal para $20 \text{ mL}\cdot\text{min}^{-1}$.

3.4 – Tratamento dos resultados

Os resultados das análises cromatográficas foram convertidos em quantidades de massa de BTEX para os tempos correspondentes de ventilação, através das curvas de calibração elaboradas para o efeito, conforme descrito em Jorge (2001). A partir das equações (1), (5) e (9) obteve-se a concentração de vapor relativa à quantidade de massa determinada.

O caudal de ventilação durante os ensaios não foi constante, verificando-se oscilações, por vezes, muito acentuadas. Por este motivo, teve que se obter a quantidade de BTEX extraída ao longo do tempo do período de ventilação e do caudal de ar passado. Desta forma, houve a necessidade de se trabalhar com volumes acumulados que foram obtidos a partir de

$$V = \int_0^t Q \, dt \quad (10)$$

onde V é o volume acumulado no tempo [L^3], Q é o caudal de ventilação [$\text{L}^3 \text{ t}^{-1}$] e t é o tempo de ventilação [t].

A partir dos valores de concentração obtidos na fase gasosa e dos valores de volume de ventilação calculou-se a quantidade acumulada dos compostos de BTEX extraídos usando a expressão

$$q = \int_0^V C_v \, dV \quad (11)$$

em que q é a quantidade de massa acumulada [M], C_v é a concentração de vapor [M L^{-3}] e V é o volume acumulado [L^3].

Se se quiser obter os resultados em termos de eficiência de remoção, então dever-se-á considerar

$$R = \frac{q}{q_0} \cdot 100 \quad (12)$$

em que R é a eficiência de remoção (%), q é a quantidade de massa acumulada [M] e q_0 é a quantidade de massa inicial [M].

3.5 – Resultados obtidos

A partir das recolhas realizadas na linha do sistema e da determinação pela análise cromatográfica, foi possível calcular os valores das quantidades de BTEX na fase gasosa para o ensaio de ventilação, para cada momento (volume de ar passado pelo provete). Posteriormente, obtiveram-se os correspondentes valores de concentração no vapor por aplicação das equações (1), (5) e (9). Pela integração do caudal de ventilação [equação (10)] obteve-se, por sua vez, o volume acumulado. A partir destes dados foi possível representar a concentração de vapor em função do volume de ar que passou no reactor, como mostra a Fig. 2 para a A.F. seca.

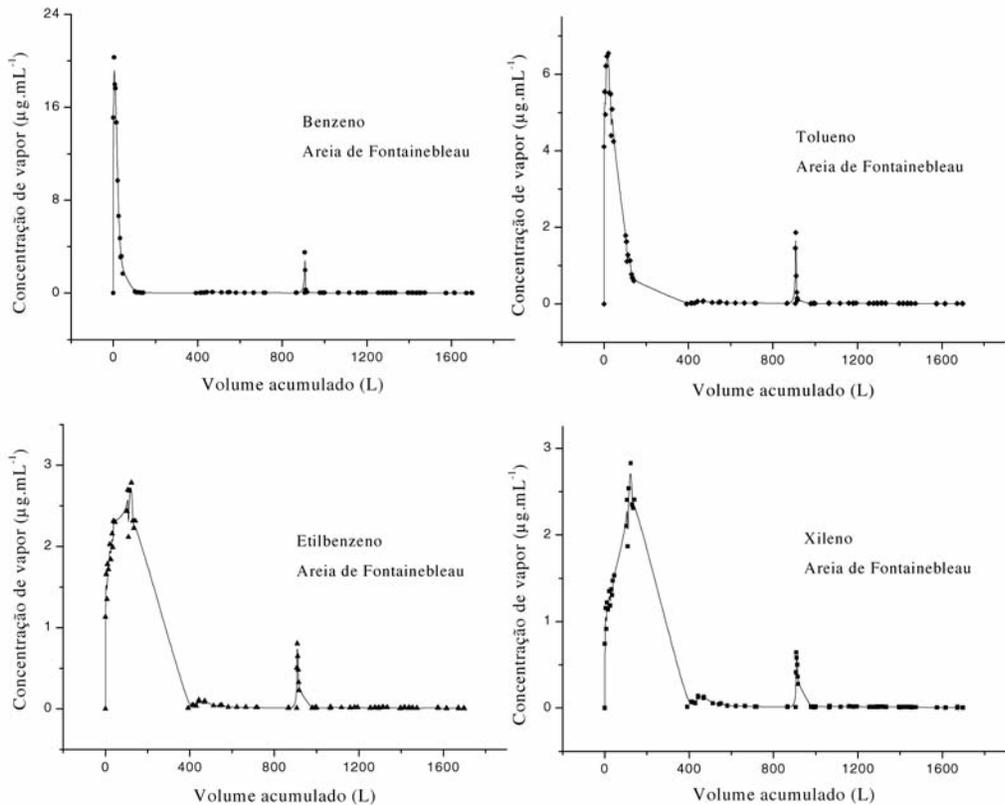


Fig. 2 – Variação da concentração de BTEX na fase de vapor em função do volume acumulado de ar passado no provete de A.F. seca.

Na Fig. 3 é comparado o comportamento dos diferentes compostos, ainda para o mesmo solo, observando-se que quando existe um decréscimo do composto mais volátil, o composto que a seguir àquele apresenta maior volatilidade sofre um ligeiro aumento. O mesmo se passa com os restantes compostos (etilbenzeno e o-xileno), mas de forma menos nítida.

Por aplicação da equação (11) converteu-se a concentração de vapor de BTEX, existente na fase gasosa, em massa acumulada de BTEX removida. A quantidade acumulada de substância extraída, em função do volume acumulado de ar ventilado, é apresentada na Fig. 4 (exemplo da A.F. seca). A partir da quantidade acumulada de substância extraída para cada um dos compostos, atendendo à equação (12), determinaram-se as percentagens de remoção para cada um dos compostos de BTEX (Quadro 4).

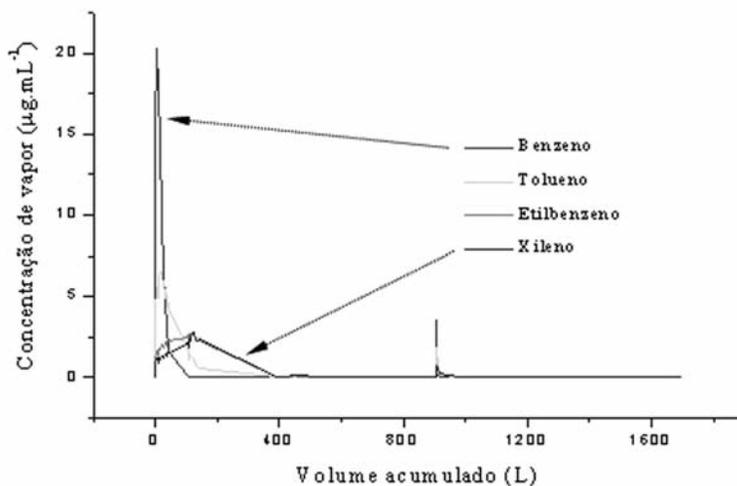


Fig. 3 – Comparação do comportamento dos diferentes compostos de BTEX em função do volume total de ar passado no provete de A.F. seca.

Os resultados da concentração de vapor em função do volume de ar passado no reactor para as outras amostras de solo reconstruídas nos reactores (A.F. 5%, S.R.G. 3%, S.G.R. 13%, S.R.X. 1,3% e S.R.X. 5%) são apresentados nas Figs. 4 a 8.

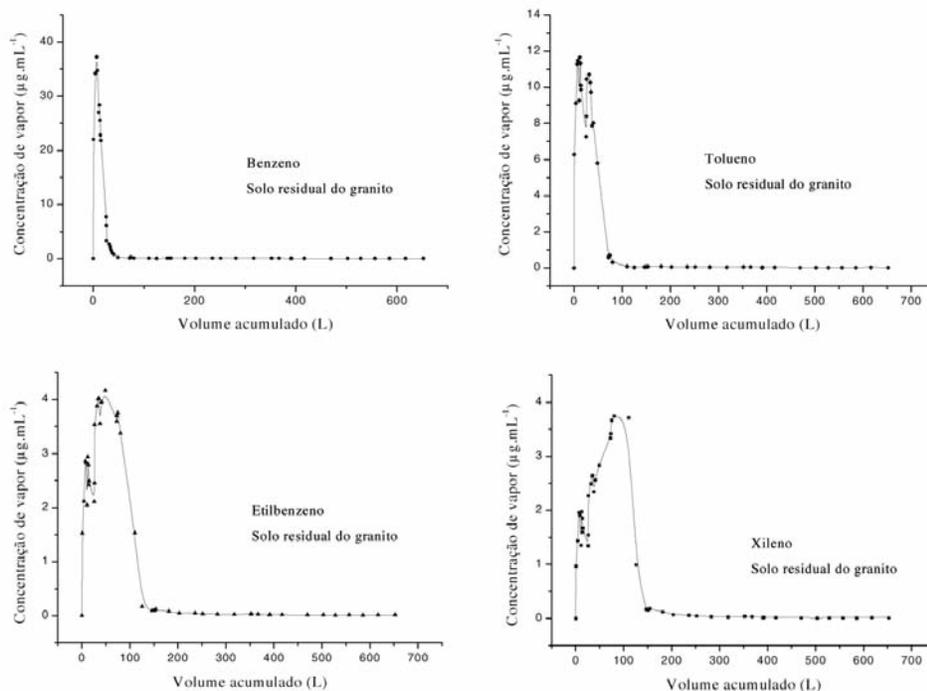


Fig. 4 – Variação da concentração de BTEX na fase de vapor em função do volume acumulado de ar passado no provete de A.F. a 5% de água.

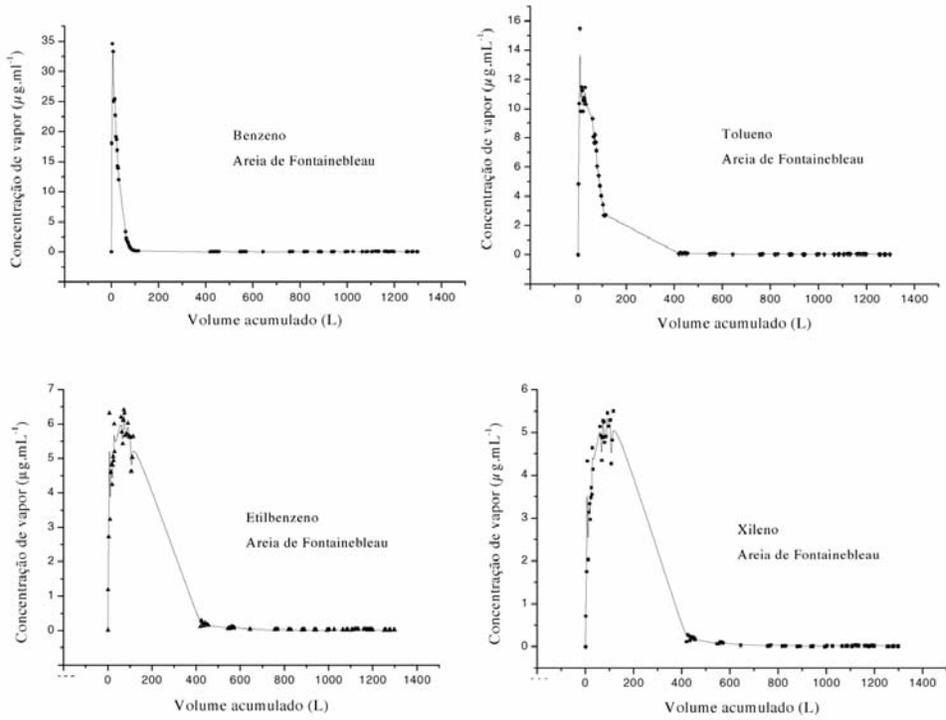


Fig. 5 – Variação da concentração de benzeno na fase de vapor em função do volume acumulado de ar passado no provete de S.R.G. a 3% de água.

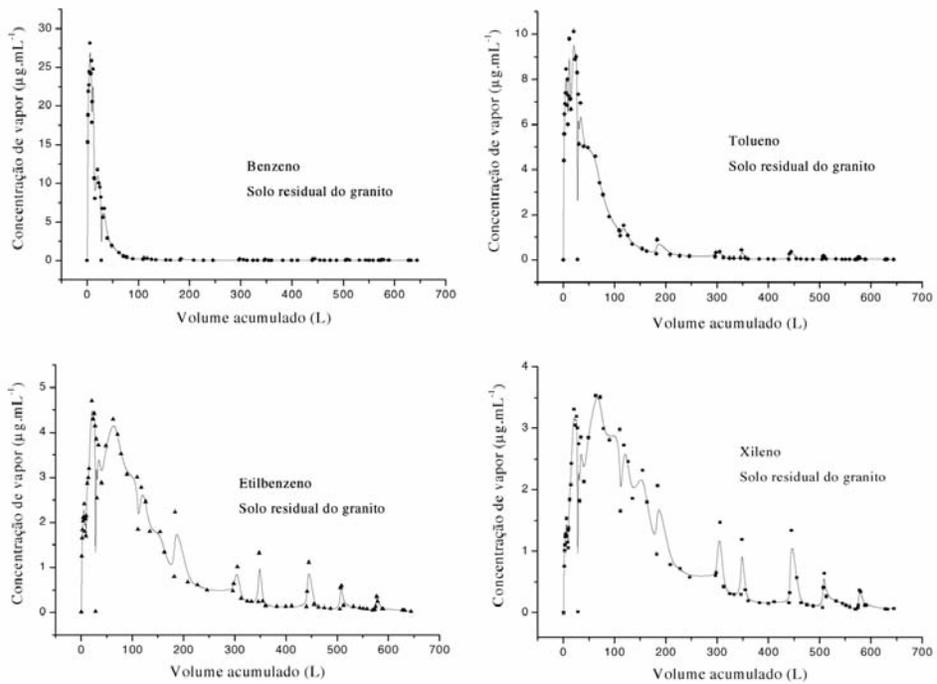


Fig. 6 – Variação da concentração de BTEX na fase de vapor em função do volume acumulado de ar passado no provete de S.R.G. a 13% de água.

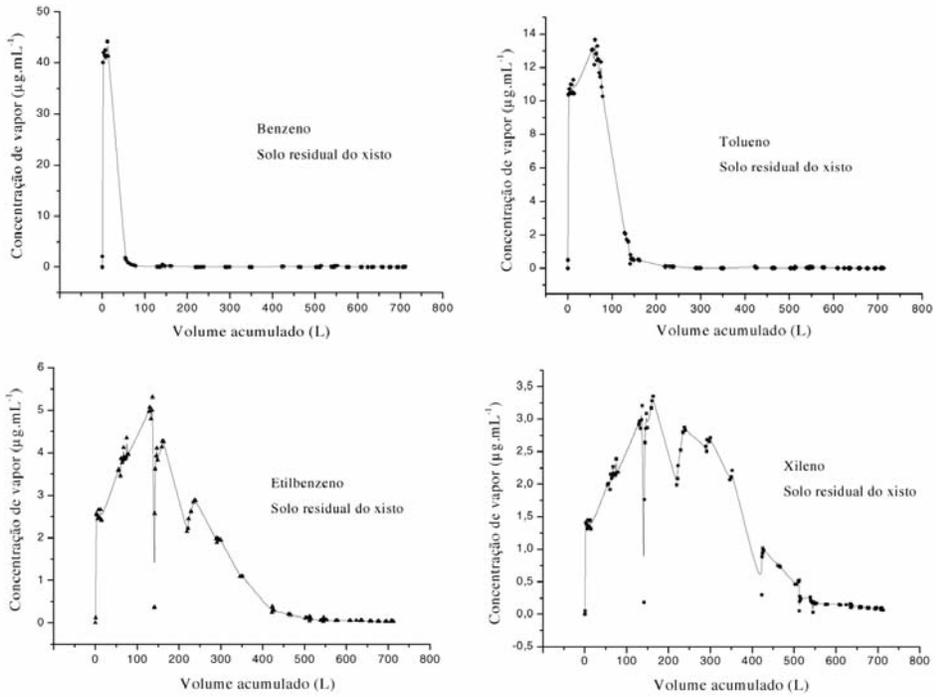


Fig. 7 – Variação da concentração de benzeno na fase de vapor em função do volume acumulado de ar passado no provete de S.R.X. a 1,3% de água.

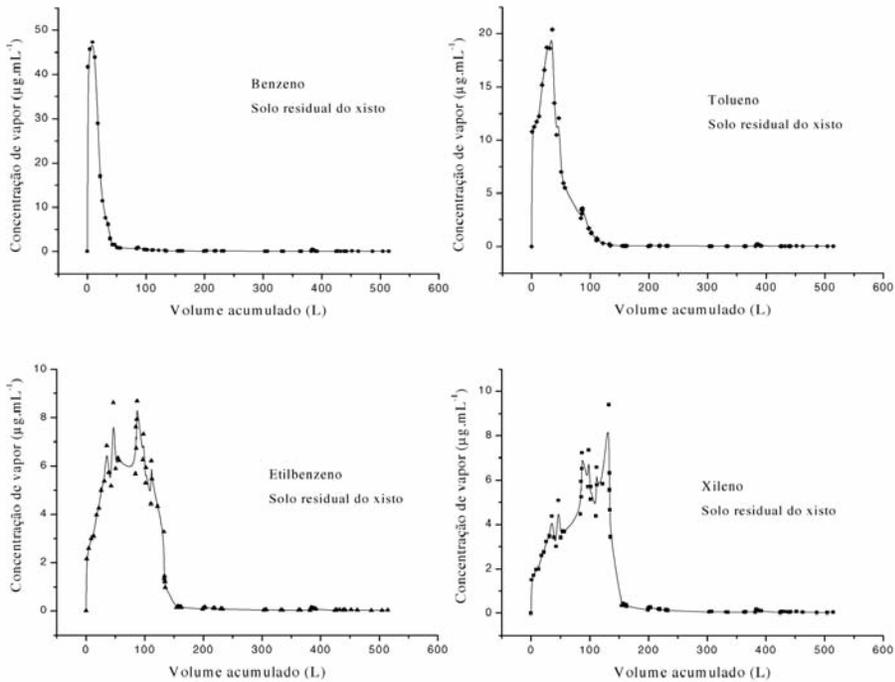


Fig. 8 – Variação da concentração de benzeno na fase de vapor em função do volume acumulado de ar passado no provete de S.R.X. a 5% de água.

O resumo dos resultados obtidos nos ensaios de descontaminação é apresentado no Quadro 4.

Quadro 4 – Resumo dos resultados dos ensaios de descontaminação para os diferentes solos.

Material	B (%)	T (%)	E (%)	X (%)	Vol. Ib B (L)	Vol. Ib T (L)	Vol. Ib E (L)	Vol. Ib X (L)	C _v máx B (mg.L ⁻¹)	C _v máx T (mg.L ⁻¹)	C _v máx E (mg.L ⁻¹)	C _v máx X (mg.L ⁻¹)
A.F. (w = 0 %)	37	34	32	30	100	220	392	392	20,3 (3,7 L - 42 min)	6,5 (20,9 L - 210 min)	2,8 (123,8 L - 1680 min)	2,8 (123,8 L - 1680 min)
A.F. (w = 5 %)	47	45	35	33	100	419	545	545	34,6 (3,8 L - 45 min)	15,5 (6,9 L - 80 min)	6,4 (72,1 L - 1469 min)	5,5 (114,5 L - 1809 min)
S. R. G. (w = 3 %)	30	25	17	17	50	78	125	148	37,2 (6,8 L - 120 min)	11,6 (12,2 L - 225 min)	4,2 (48,8 L - 1905 min)	3,7 (110,0 L - 4170 min)
S.R.G. (w = 13 %)	25	28	30	29	100	210	350	350	24,8 (13,9 L aos 88 min)	10,1 (20,4 L aos 245 min)	4,7 (20,4 L - 245 min)	3,5 (62,5 L aos 634 min)
S.R.X. (w = 1,3 %)	67	59	52	47	72	214	427	516	44,2 (12,4 L - 259 min)	13,7 (61,4 L - 1263 min)	5,3 (136,6 L - 2935 min)	3,4 (162,5 L - 3489 min)
S.R.X. (w = 5 %)	49	43	34	31	50	111	156	199	47,3 (8,6 L - 78 min)	20,4 (35,2 L - 319 min)	8,7 (86,9 L - 1939 min)	9,4 (132,5 L - 7327 min)

Ib - linha de base de concentração residual; C_v máx B = 98,6 mg.L⁻¹; C_v máx T = 28,3 mg.L⁻¹; C_v máx E = 9,0 mg.L⁻¹; C_v máx X = 6,4 mg.L⁻¹.

4 – INTERPRETAÇÃO DOS RESULTADOS OBTIDOS

Tendo em conta as diferentes condições de cada solo e o caudal estabelecido durante o ensaio de descontaminação, pode fazer-se uma análise em relação ao comportamento dos contaminantes, no geral, e uma outra para o comportamento dos contaminantes de solo para solo.

4.1 – Comportamento dos contaminantes

O comportamento dos diferentes compostos extraídos durante o período de ventilação é semelhante para os diferentes ensaios realizados, como se poderá confirmar através dos gráficos da representação da quantidade de substância de BTEX extraída em cada provete em função do volume de ar (Fig. 9). O benzeno é invariavelmente o primeiro contaminante a atingir o máximo de quantidade extraída e a ordem pela qual os restantes compostos alcançam as respectivas quantidades máximas vai seguindo a ordem da volatilidade dos BTEX (*vd. Jorge, 2001* ou *Jorge et al. 2008*). Esta mesma sequência também se verifica para os valores das quantidades máximas que se extraem nos diferentes ensaios, sendo maior para o benzeno e menor para o o-xileno. Pontualmente, notam-se algumas exceções como acontece com o benzeno, no ensaio com o solo residual do granito com 13% de teor em água, em que a sua quantidade máxima extraída é inferior à do tolueno. Este facto é explicado pela adsorção na interface ar-água ou pela solubilização do benzeno na água do solo.

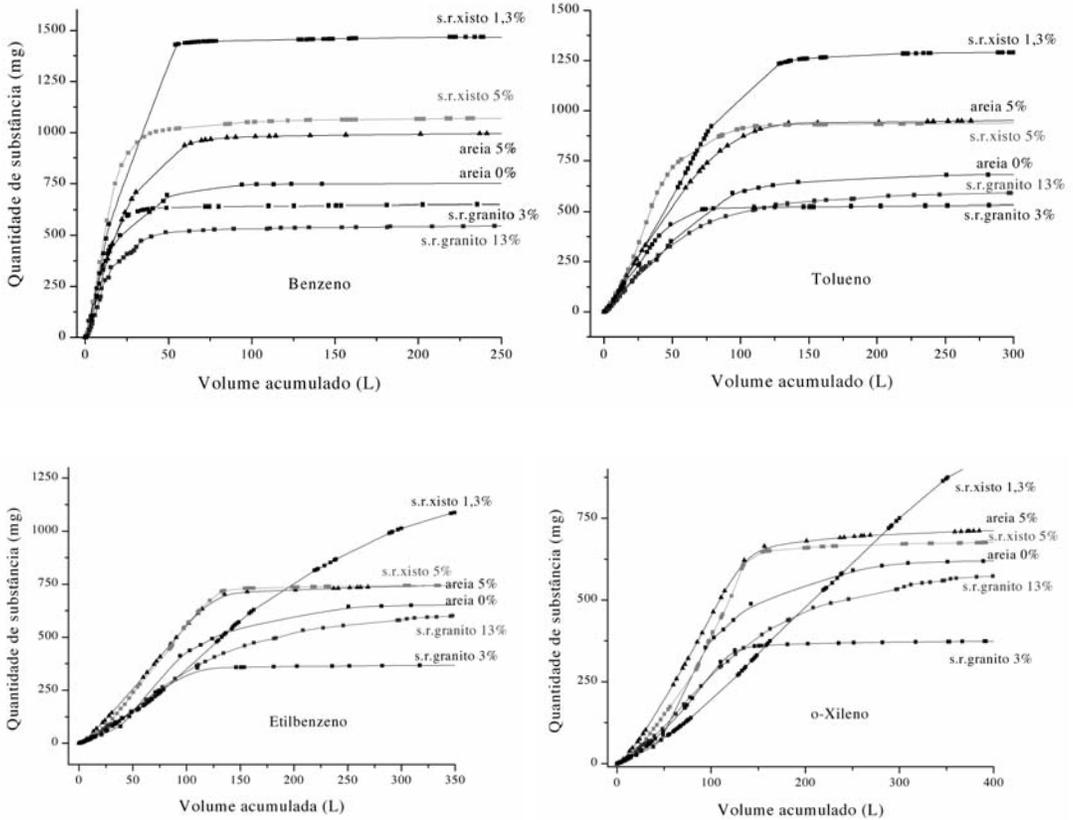


Fig. 9 – Sistematização dos comportamentos da quantidade extraída de BTEX para as diferentes simulações.

A análise da Fig. 9 permite salientar que a extração de BTEX com o avanço da ventilação do solo pode ser dividida em 3 regiões distintas. A primeira situa-se na parte inicial e é caracterizada por o avanço da extração apresentar um comportamento linear. A segunda ocorre entre o limite anterior e o início da zona em que a extração de contaminante permanece constante, enquanto a terceira identifica-se com a zona em que o contaminante permanece constante (Fig. 10 a)).

Na primeira região (**zona 1**) verifica-se que a taxa de aumento da quantidade extraída é linearmente dependente da pressão de vapor de cada um dos contaminantes para qualquer solo ensaiado, tal como é exemplificado pela Fig. 10 b), para o caso particular do solo residual do xisto com 5% de teor em água. Este comportamento é revelador de que a extração de contaminante nesta região é controlada pela distribuição de BTEX, entre a mistura LFNA inicial e a fase gasosa, o que explica por que é que o benzeno e o tolueno são os compostos mais facilmente removidos nesta fase. Esta conclusão exclui qualquer influência que o solo poderá, eventualmente, exercer sobre a extração de BTEX nesta região. A interpretação desse facto não será, seguramente, devido à ausência de retenção de BTEX por parte dos diferentes solos, mas será, provavelmente, atribuída à circunstância dos solos reterem apenas uma pequena fracção de contaminante que existe na fase de vapor, no início do avanço da ventilação, e que é manifestamente insuficiente para inviabilizar a dependência observada na Fig. 10 b).

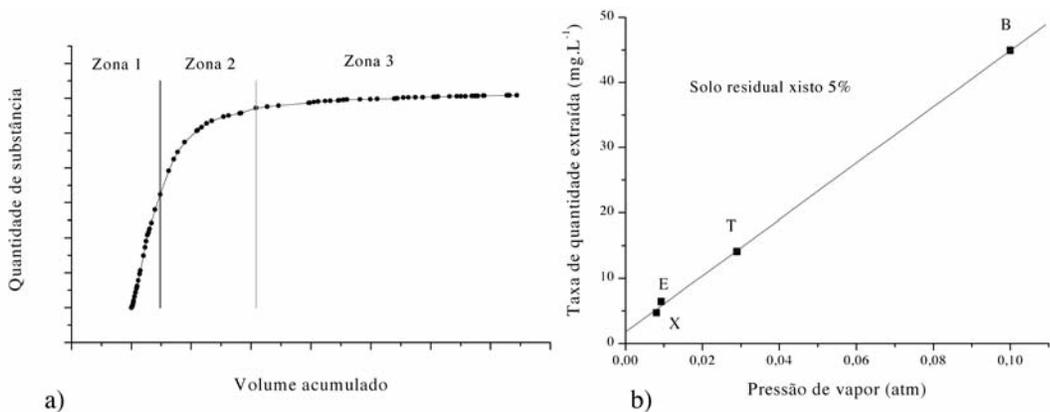


Fig. 10 – a) Três regiões distintas das curvas de quantidade de substância extraída durante a ventilação; e b) Relação entre a taxa de quantidade extraída de BTEX e a pressão de vapor para o S.R.X. com 5% de teor em água na zona 1.

Apesar da influência da pressão de vapor dos contaminantes na taxa de aumento das suas quantidades extraídas ter sido exemplificada apenas para um solo (S.R.X. a 5% de água), verifica-se que essa dependência se estende aos restantes solos. Com o objectivo de ilustrar a referida dependência num só gráfico, representaram-se as taxas de aumento da quantidade extraída de BTE, para todos os solos ensaiados, em função das respectivas taxas obtidas de X (Fig. 11).

Esta representação permite confirmar que a pressão de vapor é o factor limitante da extracção de contaminante, durante a fase inicial de ventilação, uma vez que os declives das funções lineares representadas na Fig. 11 são descritos pelas razões entre as pressões de vapor dos compostos considerados. Assim, a representação gráfica das taxas de remoção do etilbenzeno relativamente às do o-xileno origina um declive de 1,4, enquanto a razão das suas pressões de vapor é de 1,2. O mesmo acontece para o tolueno e para o benzeno, apesar da maior dispersão das taxas de remoção. No caso do tolueno, a dependência entre a taxa de remoção dos dois compostos (T/X) conduz a um declive de 3,4, enquanto a razão entre as suas pressões de vapor é de 3,6. Para o benzeno a influência da pressão de vapor continua a observar-se, apesar de se registar um afastamento de duas simulações a este comportamento. O declive proveniente da representação gráfica das taxas de remoção B/X é de 12,1, enquanto a razão entre as suas pressões de vapor é de 12,0. A interpretação adicional que

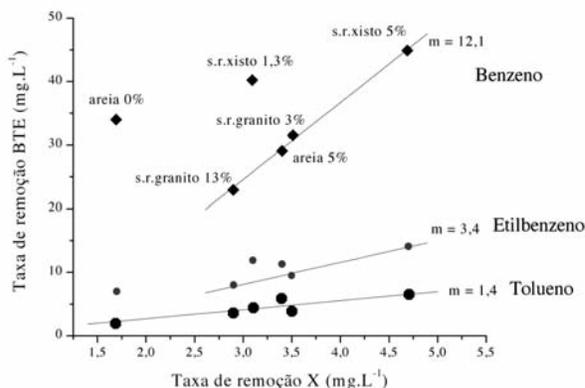


Fig. 11 – Relação entre as taxas de remoção de BTE e de X para a zona 1 e para todas as simulações realizadas.

pode ser feita às linhas representadas na Fig. 11, em termos de declive, é a seguinte: a influência que o etilbenzeno sofre e que é proveniente dos diferentes solos é semelhante à influência que o o-xileno também sofre nesses mesmos solos, mas denotando uma maior variação; essa variação aumenta para o tolueno e mais, ainda, para o benzeno. Estas relações reflectem as influências das características do contaminante nos resultados da simulação laboratorial.

4.2 – Efeitos da natureza dos solos

4.2.1 – Zona 1

Na zona 1 da Fig. 10 a), para além do efeito dominante da pressão de vapor dos BTEX nas taxas de remoção, há também a salientar o efeito da natureza do solo, que na Fig. 11 é traduzido pela dispersão dos valores da taxa de remoção dos diferentes contaminantes observada para os diferentes solos. Se o solo não exercesse qualquer influência sobre a taxa de remoção, esperar-se-ia que a representação gráfica da Fig. 11 fosse caracterizada por três grupos de pontos alinhados verticalmente e separados por quantidades descritas pelas razões das pressões de vapor dos contaminantes, conforme é exemplificado na Fig. 12.

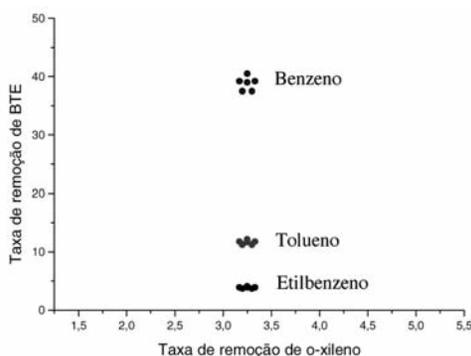


Fig. 12 – Relação entre as taxas de remoção de BTE e de X para a zona 1 na ausência da influência do solo.

A influência das características do solo faz com que as taxas de remoção apenas consigam obter uma relação linear com os pontos de todos os solos para o caso da relação E/X, o que se fica a dever ao facto destes dois contaminantes apresentarem características físico-químicas muito semelhantes. O mesmo já não acontece com as relações T/X e B/X. Para estes casos, os solos que mantêm o comportamento linear são o S.R.G. a 3 e 13%, a A.F. a 5% e o S.R.X. a 5%. Com este comportamento, os solos citados não revelam capacidade para discriminar os diferentes contaminantes de BTEX, dado que a taxa de remoção de um contaminante pode ser prevista à custa da taxa de remoção de qualquer um dos restantes contaminantes. O afastamento dos outros dois solos (A.F. a 0% e S.R.X. a 1,3%) torna-se mais evidente para o benzeno. É de realçar que o afastamento, em relação ao comportamento linear, se verifica para os solos que apresentam menor teor em água e também menor teor de argila, mas este segundo aspecto parece secundário. O que se confirma é a circunstância dos solos com menor teor de água conseguirem discriminar os contaminantes, ao reterem bastante menos os mais voláteis (tolueno e benzeno), o que está de acordo com os dados das isotérmicas de adsorção apresentadas em Jorge (2001).

Outro facto que poderá ser importante referir, e que de alguma forma poderá explicar o afastamento dos dois solos mencionados ao comportamento geral, é o tempo que os BTEX permaneceram no interior do reactor antes de se iniciar a remoção. Conforme se pode julgar a partir da observação do Quadro 3, os solos que se situam na Fig. 11 sobre a recta relativa ao benzeno têm períodos de tempo

de dopagem superiores a dois meses, enquanto que os que se afastam da linearidade, como a A.F. a 0% e o S.R.X. a 1,3%, não chegaram a ultrapassar o mês e meio. Esta constatação poderá, eventualmente, evidenciar que quanto maior for o tempo de contacto dos contaminantes com o solo, maior será a taxa de remoção dos constituintes mais voláteis, comparativamente com os menos voláteis.

A Fig. 11 permite, ainda, evidenciar que as taxas de remoção do benzeno relativas ao S.R.G. são inferiores às do S.R.X., o que não se consegue explicar pela pressão de vapor daquele composto. Perante este facto, tentou encontrar-se outra causa que o pudesse explicar. Depois de se verificar a influência de outros parâmetros relacionados com o presente trabalho, como por exemplo: o teor em argila, a superfície específica e outros relativos às isotérmicas de adsorção, chegou-se à conclusão que a permeabilidade intrínseca do solo poderia ser a responsável por esse resultado.

Utilizando a fórmula de Hazen, como mencionado em Jorge (2001), obteve-se para os diferentes solos os valores de permeabilidade intrínseca apresentados no Quadro 5.

Quadro 5 – Permeabilidades intrínsecas para os diferentes solos utilizados nas simulações.

	S.R.X. w = 1,3%	S.R.X. w = 3%	S.R.G. w = 3%	S.R.G. w = 13%	A.F. w = 0%	A.F. w = 5%
Permeabilidade intrínseca (m ²)	11,7x10 ⁹	9,1x10 ⁹	4,5x10 ¹⁰	3,1x10 ¹⁰	1,0x10 ⁶	3,2x10 ⁶

A representação das taxas de remoção do benzeno na fase inicial da ventilação, para todas as simulações realizadas nos diferentes solos, em função da permeabilidade intrínseca, encontra-se sistematizada na Fig. 13. A figura mostra que a sequência das taxas de remoção do benzeno para o S.R.G. e para o S.R.X. segue a ordem da permeabilidade intrínseca desses solos. Apesar da areia não respeitar essa ordem, está-se em crer que esse comportamento se deve às condições impostas na simulação experimental, como por exemplo ter sido o único solo usado na forma desidratada e o teor de 5% em água atribuir-lhe um número de camadas de água muito superior ao que o mesmo teor confere para o S.R.G. e para o S.R.X..

4.2.2 – Zona 2 e zona 3

A **zona 2** corresponde à fase intermédia situada entre a zona 1 e a zona 3 e é caracterizada pela diminuição progressiva da taxa de remoção de cada um dos contaminantes (Fig. 10 a)). À medida que a taxa de remoção tende assintoticamente para zero, a evolução da quantidade de substância tende a permanecer constante, aproximando-se da zona 3. A diminuição da taxa de remoção dos contaminantes é provocada, por um lado, pela diminuição progressiva da concentração dos contaminantes na fase de vapor em consequência do contaminante na mistura líquida (LFNA) inicial se ter esgotado e, por outro, à lenta cedência dos contaminantes, que se encontram nas fases aquosa e adsorvida, para a fase gasosa.

Por último, a **zona 3** identifica-se com a parte final dos ensaios de remoção de BTEX. É caracterizada pela quantidade de substância de contaminante removida permanecer praticamente constante com o avanço da ventilação, o que leva a que seja identificada com a quantidade máxima de substância extraída (Fig. 10 a)). Estes valores encontram-se sistematizados no Quadro 6. Conforme se pode verificar, as quantidades de substância extraída estão longe de se aproximarem das quantidades de substância injectadas nos reactores, onde se efectuaram os ensaios de descontaminação para as diferentes condições simuladas. Por essa razão, alguns dos ensaios foram prolongados durante muito mais tempo, depois do patamar da extracção ter sido atingido, na expectativa de se poderem obter maiores quantidades de substâncias extraídas, o que não veio a acontecer.

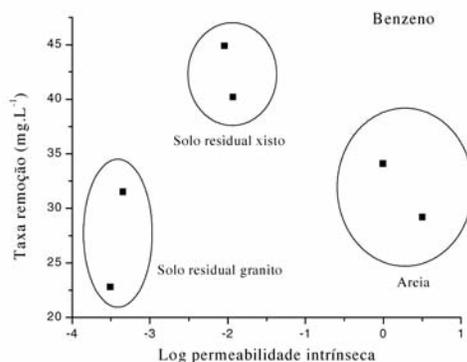


Fig. 13 – Relação da taxa de remoção de benzeno em função do logaritmo da permeabilidade intrínseca para os diferentes grupos de solos.

Quadro 6 – Valores da quantidade máxima de BTEX removida para cada simulação.

	A.F. w = 0%	A.F. w = 5%	S.R.X. w = 1,3%	S.R.X. w = 5%	S.R.G. w = 3%	S.R.G. w = 13%
Benzeno (mg)	758	1029	1495	1083	665	556
Tolueno (mg)	692	979	1310	946	540	612
Etilbenzeno (mg)	658	767	1173	751	371	648
o-Xileno (mg)	631	740	1100	690	376	629

O benzeno é o composto mais facilmente removido e com maior quantidade de substância extraída para todos os solos ensaiados, com exceção da simulação com S.R.G. a 13%. Por sua vez, o tolueno apresenta quantidades finais de substância extraída inferiores às do benzeno para todos os solos, com exceção do S.R.G. a 13%. Os volumes de ar necessários para a remoção máxima desta substância, nas diferentes simulações, são sempre superiores em cerca de duas a quatro vezes o volume de ar necessário para o benzeno, com exceção do S.R.G. a 3%, que é de apenas 1,5 vezes (*vd.* Quadro 4 e Fig. 9). Os valores de remoção percentual são bastante próximos para o etilbenzeno e o o-xileno, apesar do etilbenzeno apresentar uma ligeira tendência para ser extraído em maior quantidade do que o o-xileno. No entanto, ambos os contaminantes são menos extraídos do que o tolueno e o benzeno, com exceção do ensaio realizado com o S.R.G. a 13%. O volume de ar passado para que estes compostos atinjam a quantidade de substância remanescente é sempre bastante superior ao do benzeno, em cerca de 3 a 7 vezes, mas bastante próximo do volume necessário para o tolueno em algumas simulações laboratoriais (*vd.* Quadro 4 e Fig.9).

Em termos de valores percentuais médios extraídos, poder-se-á concluir que os BTEX são removidos dos solos estudados nas condições experimentais ensaiadas na extensão de 43, 39, 33 e 31%, respectivamente. Esta sequência de remoção está claramente ilustrada na Fig. 14, onde se compara o avanço da extracção dos BTEX por ventilação nas diferentes simulações com o que se observa na A.F. a 0%.

Apesar da zona 1 contribuir largamente para a obtenção destes resultados, verifica-se que a pressão de vapor dos constituintes e a taxa de remoção observada na zona 3 não conseguem explicar a remoção percentual acima indicada. Apenas para o benzeno se constata que a taxa de remoção

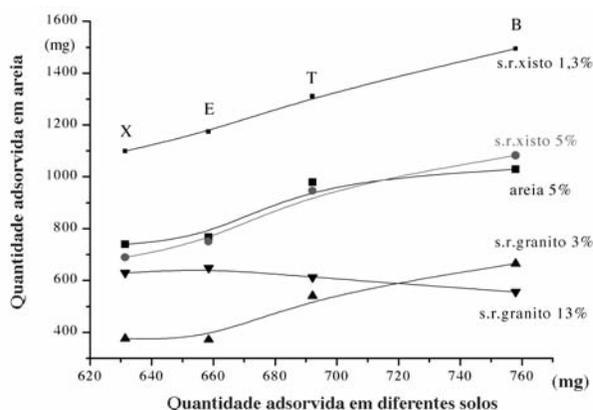


Fig. 14 – Comparação da remoção de BTEX nos diferentes solos com a remoção de BTEX na A.F. a 0% de água.

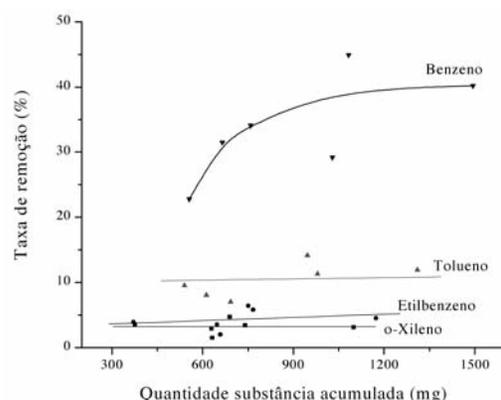


Fig. 15 – Influência da taxa de remoção da fase inicial na quantidade de substância total acumulada de BTEX para todas as simulações.

observada na zona 1 influencia a quantidade máxima de substância extraída, em especial quando esta quantidade é inferior a 800 mg, tal como documenta a Fig. 15. Nessa figura é possível constatar que a quantidade máxima extraída de TEX não é determinada pela taxa de remoção observada na zona 1.

5 – CONCLUSÕES

A influência da natureza e das condições de utilização dos diferentes solos não é totalmente clara, como se desejaria neste trabalho, apesar de se poder evidenciar de forma genérica que o teor em água, quando muito baixo ou elevado, dificulta a remoção dos contaminantes e que a retenção no solo residual do granito é superior à retenção no solo residual do xisto. Isto acontece apesar do xisto ter sido o solo que apresentou maior capacidade de adsorção nos ensaios de contaminação (isotérmicas). No entanto, nos ensaios de descontaminação não é aquele que, como se suporia, apresenta menor percentagem de remoção ou maior dificuldade de descontaminação, pese embora as condições dos ensaios numa e noutra simulação não serem, exactamente, as mesmas.

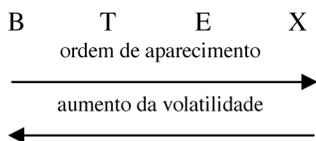
A responsabilidade deste comportamento é atribuída à forma como as moléculas de água interaccionam com os minerais de cada um dos solos para as quantidades de água utilizada. Por outro lado, salienta-se também que o solo residual do granito ao ser misturado com a água tende a formar agregados (aglutinar-se) com maior facilidade do que o solo residual do xisto, o que dificulta a adsorção dos contaminantes nos ensaios realizados durante o estudo da contaminação. Acresce ainda o facto das partículas do solo residual do granito serem mais irregulares e apresentarem uma superfície menos polida, o que pode favorecer a existência de locais de adsorção com diferentes energias. A contribuir para a maior aglutinação das partículas do solo residual do granito pode estar o maior teor de argila, apesar de não existir uma diferença muito significativa para o solo residual do xisto.

Além do que já foi referido, os provetes do solo residual do granito foram aqueles em que o período de tempo compreendido entre a dopagem e o início da descontaminação foi mais prolongado. Este período de tempo pode ter sido suficiente para que os mecanismos de difusão pudessem ocorrer em maior extensão. Acrescente-se ainda o facto das rochas originárias do solo residual do granito e do solo residual do xisto terem percursos diferentes até alcançarem o estado actual. No caso do solo residual do granito, a sua origem resulta de um processo em que a rocha sofreu alterações profundas em maior extensão.

A situação da areia é um pouco atípica, estando compreendida entre o comportamento dos solos residuais do granito e do xisto (o que não era de esperar). Numa das situações ensaiadas apresenta uma situação de desidratação e noutra corresponde a uma situação em que as partículas estão largamente revestidas por água (cerca de 800 camadas de água), onde a retenção na interface gás-ar/água e a solubilização na água têm o papel dominante, não se apresentando nenhuma situação intermédia que poderia evidenciar esse seu carácter atípico, como se de um material inerte se tratasse, como foi o objectivo da sua utilização.

Independentemente da influência que a natureza do solo exerce sobre a descontaminação de BTEX, verifica-se que a quantidade de substância removida em função do volume de ar que atravessa o solo é descrita por três fases distintas (zonas). A fase inicial é governada pela distribuição dos compostos BTEX da fase líquida para a fase de vapor e é controlada pela pressão de vapor desses compostos. Uma fase intermédia caracterizada pelo esgotamento da fase líquida e governada pela contribuição dos contaminantes distribuídos pelas diferentes fases do meio e que se comportam de uma forma lábil. Por último, a fase final ou de patamar, que se pode prolongar por um período indeterminado, é governada pela cinética lenta de desadsorção dos contaminantes. Relativamente ao mencionado para a primeira fase, existe excepção para os solos secos - areia com 0% de teor em água e solo residual do xisto com 1,3% de teor em água - em que a extracção dos compostos mais voláteis (benzeno e tolueno) relativamente aos menos voláteis (etilbenzeno e oxileno) não é descrita pela razão das suas pressões de vapor.

A ordem de aparecimento dos BTEX e suas quantidades no decurso dos ensaios de descontaminação segue a ordem da volatilidade desses compostos, isto é o mais volátil aparece em primeiro lugar.



Por sua vez, a eficiência da remoção do BTEX segue, em geral, a mesma sequência: B % > T % > E % > X %. Porém, quando os teores em água são muito elevados, a sequência anterior sofre alterações, podendo verificar-se a inversão da posição dos contaminantes mais voláteis pelos me -

nos voláteis. Pelo que se afirma que o teor em água influencia em vários aspectos a descontaminação dos solos por ventilação. Quando é muito baixo, o poder do solo para reter BTEX aumenta, sobretudo para as espécies menos voláteis. Quando é elevado, a retenção de BTEX aumenta, não por efeito directo do solo, mas por solubilização parcial de BTEX na água e/ou, eventualmente, por adsorção destas espécies à superfície da água. Por outro lado, a permeabilidade do solo ao ar (condutividade pneumática) é um factor muito importante e condiciona o tipo de interacção que pode existir entre a fase percolante (ar) e os contaminantes nas diferentes fases. Esta é apontada como a principal causa para a obtenção de níveis de remoção mais baixos para o solo residual do granito do que para o solo residual do xisto.

6 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Atlas, R.M. (1981). *Microbial degradation of petroleum hydrocarbons: An environmental Perspective*. Microbiological Reviews, vol.45, nº1, pp. 180-209.
- Bayard, R. (1997). *Étude de l'absorption/désorption de polluants organiques dans le sols. Approche méthodologique et application au pentachlorophenol et aux hydrocarbures aromatiques polycycliques*. These présentéee devant L' Institute National des Sciences Apliquées de Lyon pour obtenir de grade de docteur.
- Calvet, R. (1989). *Adsorption of organic chemicals in soils*. Environmental Health Perspectives, vol.83, pp. 145-177.
- Chiou, C.T.; Shoup, T.D. (1985). *Soil sorption of organic vapors and effects of humidity on sorptive mechanisms and capacity*. Environmental Sciences and Technology, vol.19, nº12, pp. 1196-1200.
- Christensen, J.S.; Elton, J. (1996). *Soil and groundwater pollution from BTEX*. Groundwater Pollution Primer, CE 4594; Civil Engineering Department, Virginia Tech..
- Corapcioglu, M.Y.; Baehr, A.L. (1987). *A compositional multiphase model for groundwater contamination by petroleum products. Part I – theoretical considerations*. Water Resources Research, vol.23, nº1, pp. 191-200.
- Farrel, J.; Reinhard, M. (1994). *Desorption of halogenated organics from model solids, sediments, and soil under unsaturated conditions. Part II – Model Development*. Environ. Sci. Technol., vol.28, nº1, pp. 63-72.
- Fetter, C.W. (1993). *Contaminant hydrology*. Macmillan Publ. Co., New York.
- Giles, C.H.; MacEwan, T.H.; Nakhwa, S.N.; Smith, D. (1960). *Studies in adsorption. Part XI. A system of classification of solution adsorption isotherms and its use in diagnosis and adsorptive mechanism and measurements of specific surface area of solids*. Chemical Society Journal, vol.3, pp. 3973-3993.
- Jorge, C. (2001). *Contaminação/Descontaminação de Solos com Gasolina – Influência das Características dos Solos*. Dissertação elaborada para a obtenção do grau de Doutor em Ciências de Engenharia pela Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Jorge, C; C.R. Moura; M.L. Lopes; A. Gomes-Coelho (2008). *Interacção de compostos orgânicos voláteis da gasolina com três tipos de solos. Parte I – Desenvolvimento do estudo de retenção*. Geotecnia, Revista da Sociedade Portuguesa de Geotecnia, nº. 113, pp. 55-83.
- Karickhoff, S.W.; Morris, K.R. (1985) – *Sorption dynamics of hydrophobic pollutants in sediment suspensions*. Environ. Toxicol. Chem., vol.4, pp. 469-479.

- Karickhoff, S.W. (1984) – *Organic pollutant sorption in aquatic systems*. Journal of Hydrology, ASCE, vol.110, n° 6, pp. 707-735.
- Pennell, K.D.; Rhue, R.D.; Rao, P.S.C.; Johnson, C.T. (1992) – *Vapor-phase sorption of p-xylene and water on soils and clay minerals*. Environmental Sciences and Technologies, vol.26, n°4, pp. 756-762.
- Peterson, M.S.; Lion, L.W.; Shoemaker, C.A. (1998). *Influence of vapor-phase sorption and diffusion on the fate of trichloroethylene in an unsaturated aquifer system*. Environmental Sciences and Technologies, vol.22, n°5, pp. 571-578.
- Riser-Roberts, E. (1998). *Remediation of petroleum contaminated soils: biological, physical and chemical processes*. Lewis Publishers.
- Scheidegger, A.M.; Sparks, D.L. (1996). *A critical assessment of sorption-desorption mechanisms at the soil mineral/water interface*. Soil Science, vol.161, n°12, pp. 813-831.
- Vilkner, V.L.; Parnas, R.S. (1986). *Analysis of volatile hydrocarbons losses from quoesiescent water solutions*. Water Resources Research, vol.22, n°5, pp. 812-818.
- Williamson, D.G.; Loehr, R.C.; Kimura, Y. (1998). *Release of chemicals from contaminated soils*. Journal of Soil Contamination, vol.7, n° 5, pp. 543-558.
- Wilson, D.J.; Clarke, A.N. (1994). *Soil vapor stripping*. Hazardous waste site soil remediation, theory and application of innovative technologies, D.J. Wilson e A.N. Clarke (eds), pp. 171-243. Marcel Dekker, Inc., New York.
- Yaron, B.; Calvet, R.; Prost, R. (1996). *Soil pollution. Processes and dynamics*. Springer, Berlin, Germany.

ENSAIOS DE ARRANCAMENTO DE PEQUENO PORTE PARA ESTUDO DE REFORÇO DE PAVIMENTOS

Small pullout tests for pavement reinforcement study

Julio Antônio Zambrano Ferreira*

Benedito de Souza Bueno**

Jorge Gabriel Zornberg***

RESUMO – Este trabalho apresenta um estudo comparativo da eficiência de diferentes geossintéticos no reforço de base de pavimentos de obras viárias com ensaios de arrancamento de pequeno porte. Utilizou-se geogrelhas de polipropileno e de fibra de vidro e geotêxtil tecido de polipropileno. Foram empregados um solo com 58% de argila (subleito) e um pedregulho areno-siltoso (camada de base). Os ensaios de arrancamento foram executados com diferentes combinações entre solos e geossintéticos. Neles foi utilizado um sistema de medida direta de deslocamentos ao longo da inclusão com sensores óticos a laser. Curvas módulo de rigidez confinada dos geossintéticos foram obtidas a partir dos resultados dos ensaios de arrancamento. Realizou-se também análise com o coeficiente de aderência proposto por Jewell. Segundo o presente estudo, a melhor opção para os solos e geossintéticos utilizados segue a seguinte ordem: (1) geogrelha de polipropileno, (2) geotêxtil tecido de polipropileno e (3) geogrelha de fibra de vidro.

SYNOPSIS – This work presents an evaluation of various geosynthetics efficiency in reinforced base course of road pavements using small scale pullout tests. Polypropylene and glass fiber geogrids and polypropylene woven geotextile were used. The materials used included a soil with 58% of clay (subgrade), and a sandy-silty gravel (base course). The pullout tests were conducted with different combinations among soils and geosynthetics. In these tests, a system of direct measurement of specimen displacements with laser optical sensors was used. Plots of confined stiffness of the geosynthetics were obtained from the results of the pullout tests. Additionally, analyses were performed with the bond coefficient proposed by Jewell. According to the present study, the best option for the soils and geosynthetics used are in the following order: (1) polypropylene geogrid, (2) polypropylene woven geotextile and (3) glass fiber geogrid.

PALAVRAS CHAVE – Reforço de pavimentos, ensaios de arrancamento, geossintéticos.

Lista de Símbolos

ρ_s – densidade dos sólidos

w_L – limite de liquidez

w_{ot} – teor de umidade ótima

c – intercepto de coesão

GC – grau de compactação

$\rho_{d,max}$ – densidade seca máxima

w_p – limite de plasticidade

ϕ' – ângulo de atrito interno efetivo

IP – índice de plasticidade

SUCS – sistema unificado de classificação de solos

* Bolsista de Mestrado CNPq, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.
E-mail: julio.zambrano@gmail.com

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

*** Associate Professor, Civil Engineering Department, University of Texas at Austin.
E-mail: zornberg@mail.utexas.edu

1 – INTRODUÇÃO

O uso de geossintéticos como reforço de camada de base e capa asfáltica de pavimentos flexíveis melhora o desempenho deste tipo de estrutura geotécnica. No reforço de base, a inclusão pode ser posicionada tanto à meia altura da camada de base, quanto na interface desta com o subleito. Independentemente da posição da inclusão, espera-se que o reforço provoque um aumento da resistência do pavimento e maior distribuição de cargas. Neste tipo de aplicação, o efeito membrana é desconsiderado pois os deslocamentos necessários para ativá-lo são inadmissíveis em obras viárias. Portanto, para que o geossintético seja solicitado é necessário que esteja intimamente solidário ao solo adjacente. Esta condição torna-se mais eficiente quanto maior for a rigidez da inclusão. O estudo de Webster e Watkins (1977) mostra o efeito da rigidez do reforço na vida útil de pavimentos.

O aumento da resistência ao cisalhamento do pavimento se dá com o tracionamento do geossintético. Com isto, ocorre significativa diminuição dos esforços cisalhantes que seriam transmitidos ao subleito devido ao tráfego. O uso da inclusão também aumenta o ângulo de espraiamento das tensões, fazendo com que o solo de subleito seja solicitado por tensões menores. Os benefícios do reforço tornam-se mais evidentes quanto menor for a capacidade de suporte do subleito (Koerner, 1999; Trichês e Bernucci, 2004).

Além de posicionada na interface da camada de base com o subleito, é comum também o posicionamento de geogrelhas à meia altura da camada de base pois, a partir de uma certa profundidade, o reforço deixa de provocar benefícios à estrutura (Carrol et al., 1987; Chang et al., 1998; Al-Qadi et al., 1998). Dessa forma, devido ao contato solo-solo que ocorre na abertura da malha, a inclusão atua confinando o material e melhora suas características de resistência e rigidez. Assim, a maior economia que o reforço pode gerar é a redução da espessura da camada de base (Haas, 1984; Abd El Halim et al., 1983).

Uma forma interessante de avaliar a eficiência de geossintéticos no reforço de base de rodovias é com ensaios de arrancamento em laboratório. Estes permitem o estudo da interação solo-reforço e a obtenção de parâmetros de projeto. São ensaios expeditos e de baixo custo de execução. Tradicionalmente, testes de arrancamento empregam equipamentos de grandes dimensões (ASTM D6706) que utilizam cerca de 0,5 m³ de solo por ensaio. O uso de equipamento de pequeno porte torna-se uma alternativa ainda mais prática e barata, diminuindo tempo de execução, materiais e equipamentos.

Jewell (1996) define dois coeficientes a serem utilizados em projetos para consideração da interação solo-reforço. Em suas diferentes condições de solicitação, eles são o coeficiente de deslizamento (α_{ds}) e o coeficiente de aderência (α_b). O primeiro é obtido por meio de ensaios modificados de cisalhamento direto e o segundo, através de ensaios de arrancamento. O autor ilustra situações de solicitações em campo nas quais cada coeficiente se aplica.

O coeficiente de aderência (α_b) de Jewell (1996) é calculado pela seguinte equação:

$$\alpha_b = \bar{a}_s \frac{\text{tg } \delta}{\text{tg } \phi'} + F_1 \cdot F_2 \cdot \left(\frac{\sigma'_b}{\sigma'_n} \right) \cdot \left(\frac{\bar{a}_b \cdot B}{2 \cdot S} \right) \cdot \frac{1}{\text{tg } \phi'} \quad (1)$$

Em que " \bar{a}_s " é a porcentagem de área do geossintético disponível para desenvolvimento do atrito de interface solo-inclusão (para geotêxteis tecidos e não-tecidos, $\bar{a}_s = 1$); " δ " é o ângulo de atrito de interface solo-geossintético; " ϕ ", o ângulo de atrito interno efetivo do solo; " σ'_b " é a resistência passiva desenvolvida pelo solo a frente dos elementos transversais; " σ'_n " a tensão

normal aplicada no plano do geossintético; " \bar{a}_s " é a fração da largura de geossintético disponível para o desenvolvimento da resistência passiva; "B" é a espessura do elemento da geogrelha; "S" o espaçamento entre membros transversais; " F_1 " é o fator de escala e " F_2 " o fator de forma.

O autor afirma que o primeiro componente da Equação 1 é devido ao atrito de interface entre o solo e a área sólida da grelha. O segundo componente da equação de " α_b " é devido à resistência passiva do solo à frente dos elementos transversais da grelha. Entretanto, ao contrário da separação didática mostrada no cálculo de α_b , ocorrem interferências entre os dois componentes da interação solo-reforço. Os estudos de Abramento e Whittle (1995), Farrag et al. (1993), Jewell et al. (1984), Milligan et al. (1990), Ochiai et al. (1996), Palmeira (2004) e Teixeira et al. (2007) mostram o mecanismo de mobilização do reforço e a interação solo-geossintético, evidenciando a interferência entre elementos transversais, e entre estes e os membros longitudinais. Ou seja, o mecanismo de resistência passiva desenvolvida à frente dos membros transversais interfere no mecanismo de atrito de interface, desenvolvido principalmente ao longo da superfície dos elementos longitudinais.

Deste modo, no programa experimental realizado, a interação de dois tipos de solos com diferentes geossintéticos foi avaliada através de ensaios de arrancamento em equipamento de pequenas dimensões. Com este procedimento, realizou-se um estudo comparativo com o objetivo de determinar o material de melhor desempenho no reforço de base de pavimentos de obras viárias.

2 – MATERIAIS E MÉTODOS

2.1 – Caixa de arrancamento de pequeno porte, solo e geossintéticos

Os ensaios de arrancamento foram realizados em equipamento de pequeno porte desenvolvido por Teixeira (2003). A viabilidade e confiabilidade deste foram comprovadas por Kakuda et al. (2006). A caixa de arrancamento, apresentada na Figura 1, possui dimensões internas de 250 mm de comprimento, 300 mm de largura e 150 mm de altura. Resulta num volume de solo a ser utilizado em cada ensaio de apenas 0,01125 m³, ou seja, 2% do volume empregado em equipamento de grandes dimensões. Rasgos de 40 mm de largura e 3 mm de altura foram realizados na parede traseira da caixa de arrancamento para possibilitar a medida direta dos deslocamentos ao longo do geossintético. A aplicação da sobrecarga é realizada com o uso de ar comprimido injetado numa bolsa inflável de PVC acoplada à tampa da caixa. A pressão de ar é controlada por uma válvula reguladora e um transdutor de pressão da marca "Sodmex", tipo HMI-2300.

Os deslocamentos do corpo-de-prova foram obtidos através de um sistema composto por fios de aço inoxidável de 0,35 mm de diâmetro e dois pesos, de 200 g de massa, que servem de mira para um medidor de deslocamentos a laser. Este medidor de deslocamento foi inteiramente desenvolvido no Laboratório de Geossintéticos da Escola de Engenharia de São Carlos para medida externa das deformações de geossintéticos em ensaios de tração. Cada um dos dois sensores óticos do equipamento emite um feixe de laser e procura o limite entre a superfície reflexiva e a superfície opaca dos pesos. No decorrer dos ensaios, os sensores acompanham a movimentação da mira previamente determinada e fornecem deslocamentos com resolução de centésimos de milímetros. Na Figura 2 é apresentado o medidor de deslocamentos a laser.

Para aplicação e registro da força de arrancamento, foram utilizados uma garra pneumática conectada a célula de carga de duas toneladas de capacidade máxima. Esta conecta-se à máquina universal de 100 kN de capacidade da Emic modelo DL – 10000. As informações de força e deslocamento são registradas diretamente em computador.

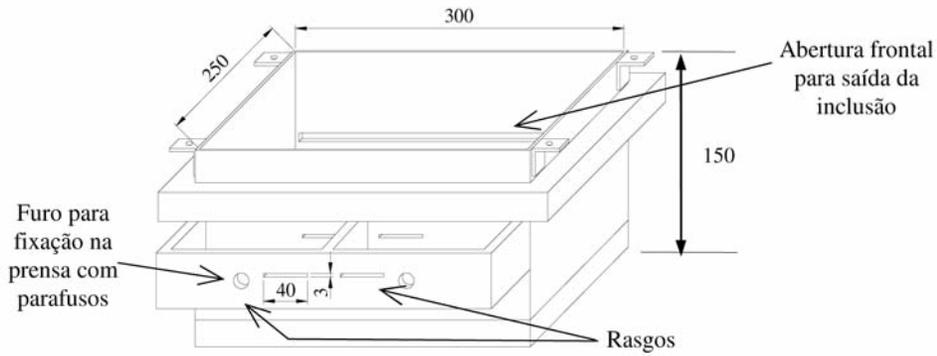


Fig. 1 – Perspectiva da caixa de pequenas dimensões para ensaios de arrancamento. Dimensões em mm.

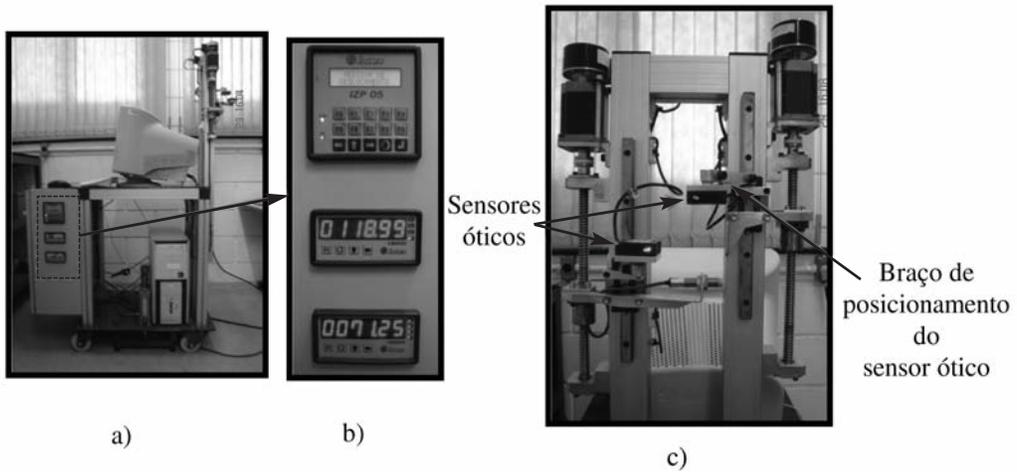


Fig. 2 – Medidor de deslocamentos a laser e seus componentes. a) Vista geral do equipamento. b) Controlador Lógico Programável (CLP) e contadores. c) Sensores óticos e braços de posicionamento do sensor ótico.

Dois tipos de solos foram utilizados nesta pesquisa. A Figura 3 exibe as curvas granulométricas e a Tabela 1 a caracterização dos mesmos. O solo 1, nomeado como base, é um pedregulho areno-siltoso oriundo de Navasota no Texas – EUA e é utilizado como camada de base de pavimentos. O solo 2, designado como subleito, é um solo argiloso proveniente do município de Austin no Texas-EUA, onde é conhecido como “fire clay”. O uso destes solos faz parte de uma parceria de pesquisa entre a Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo e a Universidade do Texas em Austin.

A ASTM (American Society for Testing and Materials) D6706 define relações a serem atendidas entre as dimensões da caixa para ensaio de arrancamento e o material envolvido no ensaio (solo e geossintético):

$$\text{Largura da caixa} \geq \begin{cases} 20 \cdot D_{85} & \text{do solo} \\ 6 \cdot D_{\max} & \text{do solo} \end{cases}$$

$$\text{Comprimento da caixa} \geq 5 \cdot (\text{máxima abertura do geossintético})$$

$$\text{Altura da caixa} \geq \begin{cases} 6 \cdot D_{85} & \text{do solo} \\ 3 \cdot D_{\max} & \text{do solo} \end{cases}$$

Buscando minimizar interferências nas condições de contorno dos ensaios de arrancamento, foi realizada a correção granulométrica do solo da camada de base visando atender os critérios da ASTM D6706 apresentados. Para a caixa de arrancamento utilizada, os valores de " D_{85} " e " D_{max} " calculados para que o solo atenda as relações acima estão ilustrados graficamente na Figura 3 através de linhas pontilhadas. Em todos os ensaios, o solo de base refere-se ao solo com a curva granulométrica modificada.

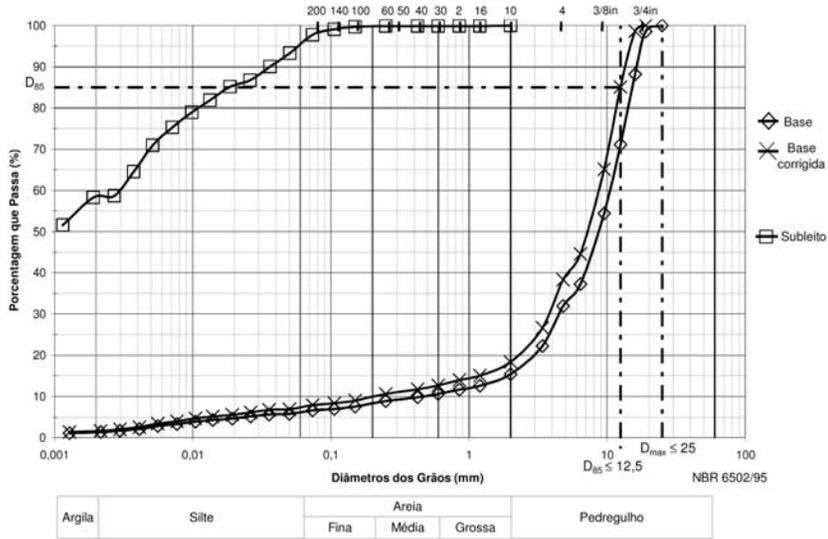


Fig. 3 – Curvas granulométricas dos solos utilizados na pesquisa.

Tabela 1 – Propriedades dos solos utilizados na pesquisa.

Propriedades	Solos ^(a)	
	1	2
Nome	Base	Subleito
ρ_s (g/cm ³)	2,70	2,70
w_L (%)	–	59
w_P (%)	–	23
IP (%)	–	36
$\rho_{d,max}$ (g/cm ³) ^(b)	2,27(c)	1,73
w_{ot} (%) ^(b)	7(c)	19
ϕ' (°)	45(d)	17
c (kPa)	–	0
GC (%)	100	100
Classificação (SUCS)	GM	CH

Nota: (a) Valores fornecidos por Gupta (2006). (b) Ensaio de Proctor com Energia Normal. (c) Ensaio de Proctor realizado segundo Método C da ASTM D 698-00a. (d) Estimativa segundo Lambe e Whitman (1979).

Na compactação do solo no interior da caixa de testes, utilizou-se compactador pneumático Bosch, modelo GSH 11E, com o acoplamento de uma sapata quadrada de 15 cm de largura em sua haste. Os solos foram compactados na umidade ótima e com grau de compactação de 100% na energia normal de Proctor.

Em relação aos materiais de reforço, foram utilizados na pesquisa três diferentes geossintéticos. Suas características estão na Tabela 2.

Tabela 2 – Características dos geossintéticos utilizados na pesquisa.

Tipo de geossintético e material de fabricação		Geogrelha PP	Geotêxtil tecido PP	Geogrelha FV
Propriedade	Sentido de fabricação	Geossint 1	Geossint 2	Geossint 3
Resistência à tração (kN/m)	Longitudinal	12,4	70	50
	Transversal	19,0		50
Abertura da malha (mm)	Longitudinal	25,0		22,5
	Transversal	38,0		30,0
Espessura do elemento (mm)	Transversal	0,80		1,50

Nota: Valores fornecidos pelos fabricantes. PP – Polipropileno; FV – Fibra de vidro.

2.2 – Procedimento de ensaio

Inicialmente, fios de aço inoxidável eram fixados em junções das geogrelhas ou elementos do geotêxtil tecido à distâncias de 90 e 165 mm em relação à parede frontal da caixa de arrancamento.

As paredes internas da caixa de arrancamento foram revestidas com duas camadas de plástico fino e rígido intercaladas com graxa, visando diminuir o atrito de interface solo-caixa. Em seguida, os solos eram compactados na umidade ótima com 100 % de grau de compactação na energia normal. Tanto a camada inferior quanto a superior foram compactadas em duas etapas. O controle do grau de compactação era realizado pela massa de solo dentro da caixa. Nos ensaios realizados com pedregulho, posicionava-se um geotêxtil não-tecido de baixa gramatura para proteção da bolsa inflável de PVC da tampa da caixa de testes.

Logo depois, a caixa de arrancamento era posicionada na máquina universal, os geossintéticos presos à garra e os sensores óticos de leitura de deslocamentos ajustados. A pressão de ar comprimido era aplicada no topo da amostra via bolsa de PVC. Realizava-se então o ensaio de arrancamento à velocidade de 3 mm/min. A Figura 4 apresenta o layout do ensaio.

3 – RESULTADOS E DISCUSSÃO

3.1 – Ensaios de arrancamento

Os ensaios foram realizados variando-se o tipo de solo e de geossintético. Para cada combinação utilizou-se duas diferentes sobrecargas, 7 e 21 kPa, buscando compatibilidade com as tensões normais ocorridas em pavimentos rodoviários. A Tabela 3 mostra as configurações dos ensaios.

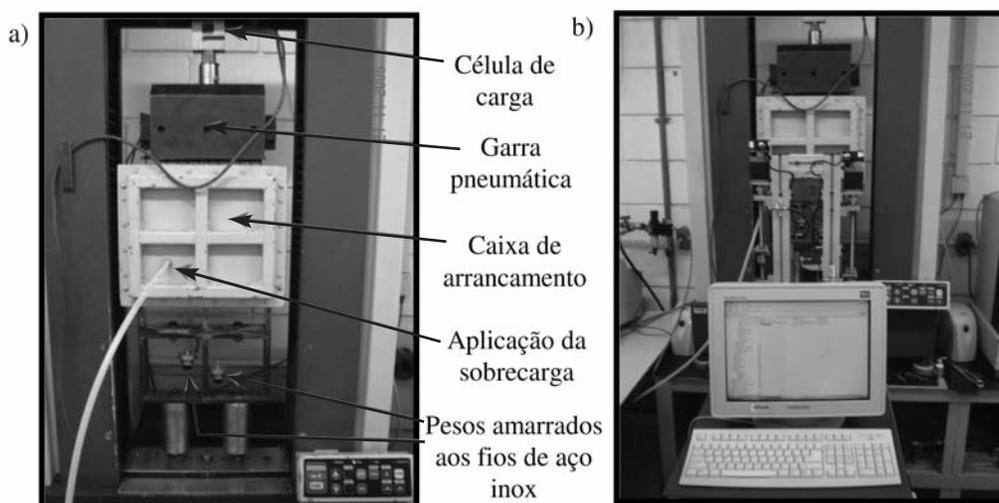


Fig. 4 – Layout do ensaio de arrancamento de pequenas dimensões. a) Posicionamento da caixa de testes. b) Posicionamento do transdutor de deslocamentos a laser.

As curvas obtidas em todos os ensaios apresentam comportamento similar aos descritos na literatura, ou seja, o ponto de medida de deslocamento mais próximo à aplicação da força de arrancamento é mobilizado antes do ponto mais distante.

Tabela 3 – Configurações dos ensaios de arrancamento.

Ensaio N.º	Camada Inferior	Geossintético / Direção de Fabricação	Camada Superior	Sobrecarga (kPa)
1	Subleito	GG PP (Geossint 1) / Transversal	Subleito	7
2	Subleito	GG PP (Geossint 1) / Transversal	Subleito	21
3	Subleito	GG PP (Geossint 1) / Transversal	Base	7
4	Subleito	GG PP (Geossint 1) / Transversal	Base	21
5	Subleito	GT PP (Geossint 2) / Longitudinal	Base	7
6	Subleito	GT PP (Geossint 2) / Longitudinal	Base	21
7	Subleito	GG FV (Geossint 3) / Longitudinal	Base	7
8	Subleito	GG FV (Geossint 3) / Longitudinal	Base	21

Nota: GG - Geogrelha; GT - Geotêxtil Tecido; PP - Polipropileno; FV - Fibra de Vidro.

Os resultados dos ensaios 3 e 4 estão apresentados na Figura 5. A Figura 6 exibe os resultados dos ensaios 5 e 6 e a Figura 7 dos ensaios 7 e 8. A única diferença entre estes ensaios é o geossintético utilizado, como pode ser verificado na Tabela 3. Apesar do geotêxtil tecido possuir a maior resistência à tração no sentido de fabricação ensaiado (70 kN/m) em relação as geogrelhas de polipropileno (19,0 kN/m) e de fibra de vidro (50 kN/m), ele apresentou a menor resistência ao arrancamento. Esse comportamento pode ser explicado pelo mecanismo de interação do geotêxtil tecido com o solo, que é puramente atritivo. No caso das geogrelhas, há também a contribuição do contato

solo-solo que existe na abertura da malha do geossintético e o desenvolvimento da resistência passiva que ocorre à frente dos elementos transversais. Esta última parcela costuma ser de maior contribuição que o atrito solo-superfície do reforço.

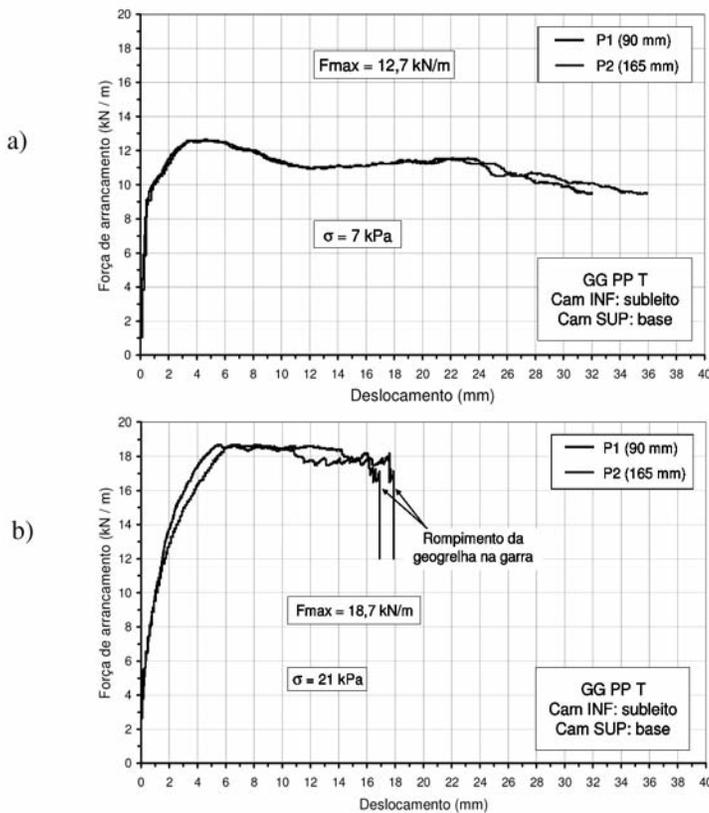


Fig. 5 – Curvas Força x Deslocamento. a) Ensaio 3. b) Ensaio 4. Nota: F_{max} – Força de Arrancamento Máxima; s - Sobrecarga; Cam – Camada; INF – Inferior; SUP – Superior; GG – Geogrelha; PP – Polipropileno; T – Transversal (sentido de fabricação); Números entre parêntesis - distância do ponto em relação à parede frontal da caixa de arrancamento.

Analisando as Figuras 7 e 6, percebe-se que para sobrecarga de 7 kPa o pico da força de arrancamento foi maior na geogrelha de fibra de vidro (7,33 kN/m) que no geotêxtil tecido de polipropileno (6,15 kN/m). Entretanto, para sobrecarga de 21 kPa os valores máximos dos dois sistemas foram semelhantes, com 7,77 e 7,89 kN/m de força máxima para a geogrelha FV e o geotêxtil PP, respectivamente. Com o aumento da sobrecarga, seria esperado que o aumento da resistência ao arrancamento da geogrelha FV fosse maior que do geotêxtil PP devido a melhora do contato solo-solo entre as áreas vazias da geogrelha. Dessa forma, a ação de corte dos membros transversais seria dificultada e a contribuição da resistência passiva aumentada.

Porém, a geogrelha de fibra de vidro apresentou baixo desempenho para a sobrecarga maior, o que se deve possivelmente à ruptura da inclusão em vários pontos durante o arrancamento, ao baixo coeficiente de atrito de interface e à baixa resistência das conexões entre membros longitudinais e transversais (Figura 8). A Figura 8 mostra as condições do reforço após o ensaio. Este foi o único geossintético dentre os utilizados que sofreu ruptura de elementos. Vale salientar que o ensaio de

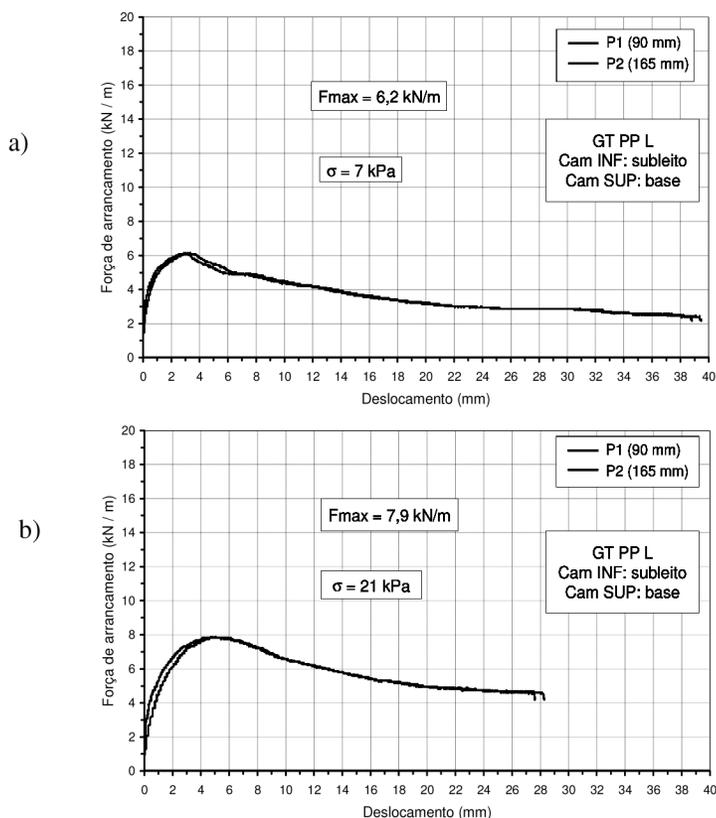


Fig. 6 – Curvas Força x Deslocamento. a) Ensaio 5. b) Ensaio 6. Nota: F_{\max} – Força de Arrancamento Máxima; s - Sobrecarga; Cam – Camada; INF – Inferior; SUP – Superior; GT – Geotêxtil; PP – Polipropileno; L – Longitudinal (sentido de fabricação); Números entre parêntesis - distância do ponto em relação à parede frontal da caixa de arrancamento.

arrancamento é um procedimento bastante agressivo e que condições tão severas quanto estas não ocorrem em campo. No entanto, uma das desvantagens do uso de geogrelhas de fibra de vidro é que este é um material bastante sensível aos danos de instalação provocados pelo pedregulho.

Diante disto, foi realizado um ensaio de danos de instalação da geogrelha. Inicialmente, procedeu-se os ensaios de tração com a amostra virgem e depois com o material danificado. O material danificado foi obtido posicionando corpos-de-prova virgens sobre a camada inferior de solo compactado na caixa de arrancamento e, em seguida, compactando a camada superior de solo como se um ensaio de arrancamento fosse ser executado. Terminada a compactação, a camada superior de solo era cuidadosamente removida, o geossintético retirado da caixa e um ensaio de resistência à tração da geogrelha danificada era executado. Os resultados do material virgem mostraram grande variabilidade na resistência da geogrelha FV, evidenciando a necessidade de melhoras no seu processo de fabricação. A resistência à tração média da geogrelha FV virgem foi de 51,4 kN/m, com uma variância de 20,6%. Após sofrer os danos de instalação, a resistência média do material atingiu 24,1 kN/m, com variância de 14,2%. Ou seja, a resistência à tração da geogrelha de fibra de vidro após os danos de instalação é um pouco menor que a metade de sua resistência na condição intacta. É importante salientar que o pedregulho utilizado como camada de base tem formato angular e, por

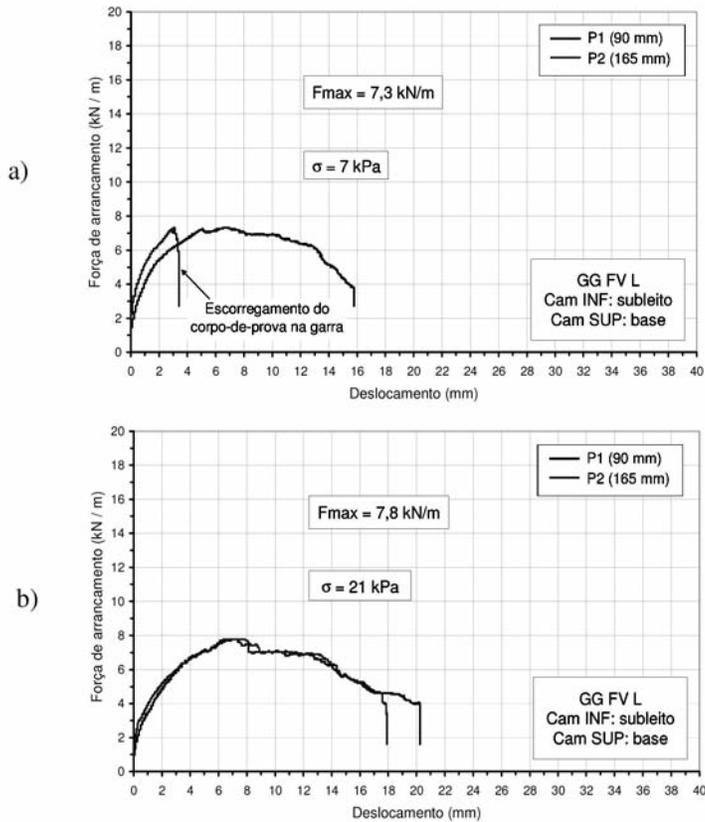


Fig. 7 – Curvas Força x Deslocamento. a) Ensaio 7. b) Ensaio 8. Nota: F_{max} – Força de Arrancamento Máxima; s - Sobrecarga; Cam – Camada; INF – Inferior; SUP – Superior; GG – Geogrelha; FV – Fibra de Vidro; L – Longitudinal (sentido de fabricação); Números entre parêntesis - distância do ponto em relação à parede frontal da caixa de arrancamento.

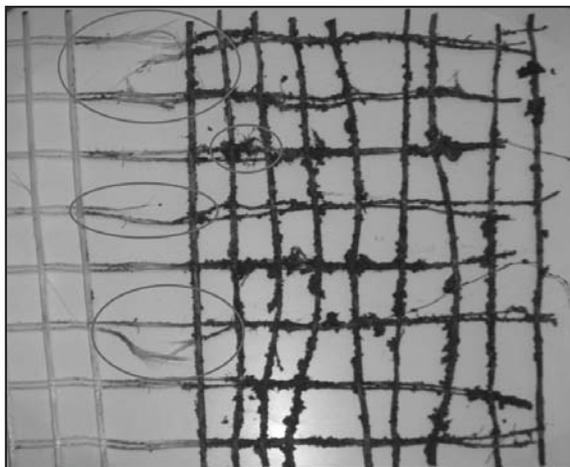


Fig. 8 – Geogrelha de fibra de vidro com ruptura em vários pontos após ensaio de arrancamento com solo argiloso (subleito) na camada inferior e pedregulho areno-siltoso (base) na camada superior, sobrecarga de 21 kPa.

isso, é muito agressivo ao geossintético. Talvez, utilizando solo arenoso como camada de base, a geogrelha FV não sofra tantos danos de instalação e seja a melhor opção como reforço.

Porém, em reforço de base de pavimentos, a rigidez inicial do sistema é mais importante que a resistência máxima ao arrancamento. A Figura 9 exhibe as curvas do módulo de rigidez confinado (J_c) x deformação inicial dos ensaios 2, 4 e 6 (sobrecarga de 21 kPa). O módulo de rigidez confinado (J_c) é definido como a razão entre a força de arrancamento e a deformação do geossintético em determinado instante do ensaio. Como o ensaio de arrancamento possui dimensões reduzidas, garante-se a mobilização completa do reforço e, desse modo, é possível obter a deformação do corpo-de-prova durante o ensaio. Esta mobilização é evidenciada pela sobreposição das curvas “Força de arrancamento x deslocamentos” (Figuras 5 a 7) para pequenos valores de deslocamentos.

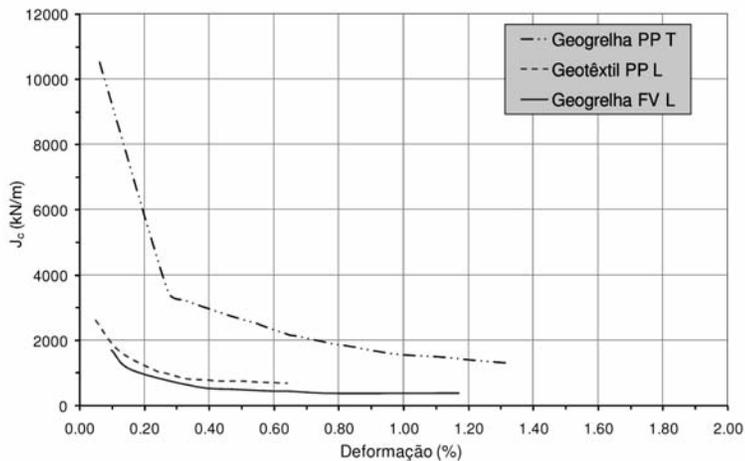


Fig. 9 – Curvas Rigidez Confinada (J_c) x Deformação dos Ensaios 4, 6 e 8 (sobrecarga 21 kPa).
Nota: T – Transversal (sentido de fabricação); L – Longitudinal (sentido de fabricação);
PP – Polipropileno; FV – Fibra de vidro.

Analisando a Figura 9, percebe-se que a curva da geogrelha de polipropileno é a que apresenta maior rigidez para todos os valores de deformação, seguida do geotêxtil tecido de polipropileno e da geogrelha de fibra de vidro. Apesar da geogrelha PP possuir a menor resistência à tração no sentido ensaiado (19,0 kN/m) em relação à geogrelha FV (50 kN/m) e ao geotêxtil PP (70 kN/m), ela mostra ser o reforço que confere a maior rigidez ao sistema. Portanto, a geogrelha PP parece ser a melhor opção no reforço de subleito de pavimentos de obras viárias para os solos utilizados nesta pesquisa e os geossintéticos avaliados.

A Figura 10 apresenta as curvas do módulo de rigidez confinada (J_c) x deformação inicial dos ensaios 2 e 4 (sobrecarga de 21 kPa). A única diferença entre os ensaios é a camada superior. No ensaio 2 utilizou-se solo de subleito e no ensaio 4, solo pedregulhoso (base). A Figura 10 mostra os benefícios do uso do material granular em relação ao solo coesivo proporcionando maior rigidez ao geossintético.

3.2 – Envoltórias de resistência ao arrancamento e coeficiente de aderência

Na Figura 11 estão as envoltórias obtidas em todos os ensaios realizados. Para a geogrelha PP e solo argiloso na camada inferior e superior, o ângulo de atrito de interface (δ) e adesão (a) de

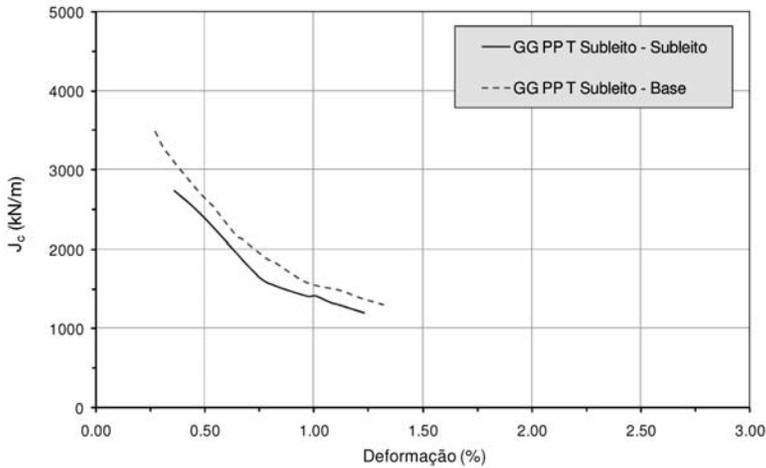


Fig. 10 – Curvas Rigidez x Deformação dos Ensaio 2 e 4 (sobrecarga 21 kPa). Nota: GG – Geogrelha; PP – Polipropileno; T – Transversal (sentido de fabricação).

interface solo-geossintético foram $8,9^\circ$ e $26,6$ kPa, respectivamente (Figura 11a). Ao substituir a camada superior pelo solo de base, os valores são $\delta = 41,1^\circ$ e $a = 19,4$ kPa (Figura 11b). Com estes resultados é possível observar o ganho de resistência do sistema com a utilização de solo granular na camada superior.

Com solo de subleito na camada inferior e solo pedregulhoso na camada superior, os valores de “ δ ” e “ a ” para o geotêxtil tecido PP são $14,0^\circ$ e $10,7$ kPa, respectivamente (Figura 11c). Para

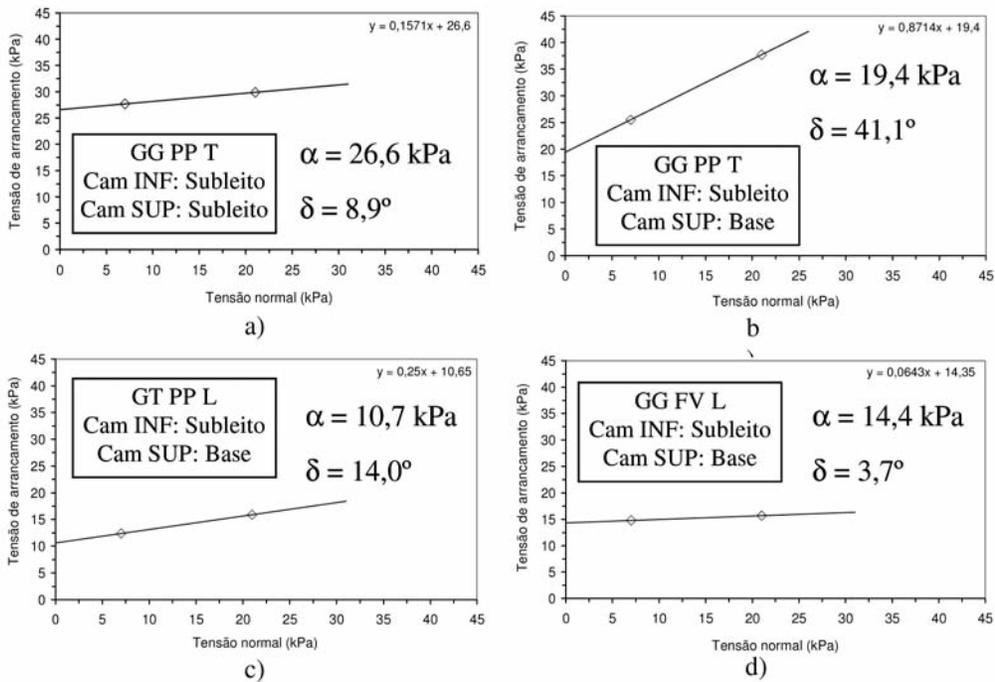


Fig. 11 – Envoltórias dos ensaios de arrancamento. a) Ensaio 1 e 2. b) Ensaio 3 e 4. c) Ensaio 5 e 6. d) Ensaio 7 e 8.

geogrelha FV, $\delta = 3,7^\circ$ e $a = 14,4$ kPa (Figura 11d). Analisando as envoltórias apresentadas, novamente os melhores resultados são fornecidos pela geogrelha PP, seguido do geotêxtil tecido PP e da geogrelha FV.

Com as envoltórias apresentadas na Figura 11, pode-se calcular o coeficiente de aderência (α_b) de Jewell (1996) para todos os ensaios, pois os geossintéticos utilizados são rígidos. Os resultados são apresentados na Tabela 4, considerando e sem considerar os fatores de escala (F_1) e de forma (F_2).

Tabela 4 – Cálculo do coeficiente de aderência (α_b) para os ensaios realizados.

Ensaio	Geossintético	Cam INF / Cam SUP	α_b	
			$F_1 = F_2 = 1,00$	$F_1 = F_2$ calculados
1 e 2	GG PP T	Subleito / Subleito	0,15	0,16
3 e 4	GG PP T	Subleito / Base	0,38	0,71
5 e 6	GT PP L	Subleito / Base	0,37	0,37
7 e 8	GG FV L	Subleito / Base	0,75	1,76

Nota: Cam – Camada; INF – Inferior; SUP – Superior; GG – Geogrelha; GT – Geotêxtil; PP – Polipropileno; FV – Fibra de vidro; T – Transversal; L – Longitudinal.

Comparando os pares de ensaios 1– 2 e 3– 4, é interessante notar que o valor de "ab" aumenta 153% desprezando os fatores " F_1 " e " F_2 " no cálculo, e 344% ao considerá-los. Desta forma, o coeficiente de Jewell (1996) reflete (como ganho em parâmetro de projeto) os benefícios da utilização do solo granular na camada superior, mesmo desconsiderando os fatores de escala e de forma. Ao calcular com a influência de " F_1 " e " F_2 ", a melhoria é ainda maior.

É interessante notar que sem o uso dos fatores " F_1 " e " F_2 ", a geogrelha PP não seria de grande vantagem em relação ao geotêxtil PP. Isto não reflete os ganhos de resistência ao arrancamento que a geometria da geogrelha oferece, pela atuação da resistência passiva, em relação ao geotêxtil, conforme verificado nos ensaios de arrancamento. No entanto, ao considerar os fatores de escala e de forma, o valor de " α_b " da geogrelha PP é 92% maior que o do geotêxtil PP, mostrando a mesma tendência ocorrida nos ensaios de arrancamento.

Outra importante observação a ser feita é o maior valor de " α_b " da geogrelha de fibra de vidro em relação à geogrelha de polipropileno nos dois casos do cálculo deste coeficiente. Sem a consideração dos fatores, " α_b " da geogrelha FV é 97% maior e utilizando " F_1 " e " F_2 ", esse valor é 148% maior. Porém, a contribuição do atrito de interface (primeiro componente da Equação 1) no valor final do coeficiente de aderência ao considerar " F_1 " e " F_2 " é de 0,14 (19,7%) para a geogrelha PP e de apenas 0,01 (0,6%) para a geogrelha FV.

O uso do coeficiente de Jewell (1996) é bastante didático e ilustra o baixo atrito de interface desenvolvido pela geogrelha FV. Isto pode ser verificado visualmente pela geometria de seus membros longitudinais que, além de serem compostos por dois "subelementos", são de pequena largura (Figura 12). Cada "subelemento" tem largura de apenas 1,25 mm e entre os dois "subelementos" de um membro longitudinal há um espaço de 1,5 mm.

Por outro lado, os ensaios de arrancamento demonstraram que a geogrelha FV teve o pior desempenho. Essa diferença de comportamento em relação a análise com o coeficiente de aderência ocorre devido à segunda componente da Equação 1 não incorporar parâmetros do ensaio de arrancamento. A com-

binção das características do solo e da geometria do geossintético são bastante favoráveis à geogrelha FV. Esta condição fica evidenciada pela parcela de contribuição do primeiro membro da Equação (1) (atrito de interface), conforme descrito anteriormente, que é de apenas 0,6% para geogrelha FV. É nesse primeiro componente da equação de " α_b " que se utiliza parâmetros retirados do ensaio de arrancamento.

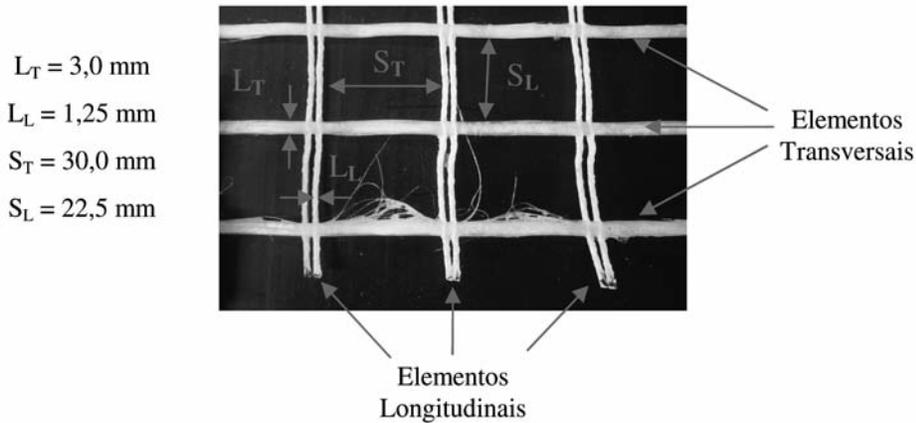


Fig. 12 – Geometria da Geogrelha de Fibra de Vidro. Nota: L_T – largura do membro transversal; L_L – largura de um "subelemento" longitudinal; S_T – abertura de malha no sentido transversal de fabricação; S_L – abertura de malha no sentido longitudinal.

4 – CONCLUSÕES

Foram realizados ensaios de arrancamento de pequeno porte visando avaliar o desempenho de geossintéticos fabricados com diversos polímeros e de diferentes características geométricas no reforço de base de pavimentos viários. Três geossintéticos foram estudados: uma geogrelha e um geotêxtil de polipropileno e uma geogrelha de fibra de vidro. Dois tipos de solo foram utilizados: um argiloso, simulando subleito de rodovias, e um pedregulho areno-siltoso como camada de base. As principais conclusões desta pesquisa são:

- A geogrelha de polipropileno parece ser a melhor opção dentre os materiais testados para reforço de subleito de pavimentos viários. Isto se deve à maior rigidez apresentada pela geogrelha de polipropileno em relação aos outros geossintéticos utilizados nos ensaios de arrancamento. Mais pesquisas são necessárias p/ verificar empiricamente se conclusões obtidas com ensaios de arrancamento de pequeno porte são confirmadas no campo;
- A análise através do coeficiente de aderência " α_b ", proposto por Jewell (1996), mostrou que a geogrelha de fibra de vidro possui ótimas características geométricas para os solos utilizados. A diferença encontrada nesta avaliação em comparação com a análise dos resultados dos ensaios de arrancamento se deve, principalmente, à sensibilidade da geogrelha de fibra de vidro aos danos de instalação e ao seu baixo coeficiente de atrito de interface e eficiência de junta;
- O ensaio de arrancamento de pequenas dimensões mostrou ser um ensaio rápido, eficaz e relativamente de baixo custo. Este ensaio é também uma poderosa ferramenta para ajudar o engenheiro na avaliação de diferentes geossintéticos a serem utilizados como reforço de subleito de rodovias em áreas específicas. Dessa forma, geossintéticos e solos locais podem ser facilmente avaliados em conjunto.

5 – AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem ao Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico (CNPq) pela bolsa de mestrado concedida ao primeiro autor, ao Departamento de Geotecnia da Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo (EESC/USP) pelo suporte técnico e ao Ranjiv Gupta, aluno de doutorado da Universidade do Texas em Austin, pelo envio de materiais utilizados na pesquisa.

6 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Abd El Halim, A. A.; Haas, R.; Chang, W. A. (1983). *Geogrid reinforcement of asphalt pavements and verification of elastic theory*. Research Board Record - TRB, n. 949, pp. 55-65.
- Abramento, M.; Whittle, J. (1995). *Analysis of pullout tests for planar reinforcements in soil*. Journal of Geotechnical Engineering, vol. 121, n° 6, pp. 476-485.
- Al Qadi, I. L.; Core, B. J.; Brandon, T. L.; Bhutta, S. A.; Appea, A. K. (1998). *Quantifying the separation characteristic of geosynthetics in flexible pavements*. 6th International Conference on Geosynthetics, Atlanta, pp. 945-950.
- ASTM D 6706-01 (2001). *Standard test method for measuring geosynthetics pullout resistance in soil*.
- ASTM D 698-00a (2000). *Standard test methods for laboratory compaction characteristics of soil using standard effort (12,400 ft-lbf / ft³ (600 kN-m/m³))*.
- Carrol, R. G.; Jr. Walls, J. G.; Haas, R. (1987). *Granular base reinforcement of flexible pavements using geogrids*. Proceedings of Geosynthetics '87, pp. 46-57, St. Paul.
- Chang, D. T.; Wang, W. J.; Wang, Y. H. (1998). *Laboratory study of the dynamic test system on geogrid reinforced subgrade soil*. 6th International Conference on Geosynthetics, Atlanta, pp. 967-970.
- Farrag, K.; Acar, Y. B.; Juran, I. (1993). *Pullout resistance of geogrid reinforcements*. Geotextiles and Geomembranes, vol. 2, n° 3, pp. 133-159.
- Gupta, R. (2006). *Publicação eletrônica* [mensagem pessoal]. Mensagem recebida por <zambrano@sc.usp.br> em 31 ago.
- Haas, R. (1984). *Structural behavior of Tensar reinforced pavements and some field applications*. Proceedings of Symposium on Polymer Grid Reinforcement in Civil Engineering, pp. 166-170, London.
- Jewell, R. A. (1996). *Soil reinforcement with geotextiles*. Ciria e Thomas Telford, London.
- Jewell, R. A.; Milligan, G. W. E.; Sarsby, R. W.; Dubois, D. (1984). *Interaction between soil and geogrids*. Proceedings of Symposium on Polymer Grid Reinforcement in Civil Engineering, pp. 18-30.
- Kakuda, F. M.; Bueno, B. S.; Teixeira, S. H. C. (2006). *Geogrid pullout tests using small scale equipment*. Proceedings of 8th International Conference on Geosynthetics, pp. 1443-1446, Yokohama.
- Koerner, R. M. (1999). *Designing with Geosynthetics*. 4^a edição, Prentice-Hall, United States of América.

- Lambe, T. W.; Whitman, R. V. (1979). *Soil Mechanics: SI Version*. John Wiley & Sons, Singapore, pp. 149.
- Milligan, G. W. E.; Earl, R. F.; Bush, D. I. (1990). *Observations of photo-elastic pullout tests on geotextiles and geogrids*. Proceedings of 4th International Conference on Geotextiles, Geomembranes and Related Products, vol. 2, pp. 747-751, The Hague.
- Ochiai, H.; Otani, J.; Hayashic, S.; Hirai, T. (1996). *The pullout resistance of geogrids in reinforced soil*. Geotextiles and Geomembranes, vol. 14, pp. 19-42.
- Palmeira, E. M. (2004). *Bearing force mobilization in pull-out tests on geogrids*. Geotextiles and Geomembranes, vol. 22, pp. 481-509.
- Teixeira, S. H. C.; Bueno, B. S.; Zornberg, J. G. (2007). *Pullout resistance of individual longitudinal and transverse geogrid ribs*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, vol. 133, n^o 1, pp. 37-50.
- Teixeira, S. H. C. (2003). *Estudo da interação solo-geogrelha em testes de arrancamento e a sua aplicação na análise e dimensionamento de maciços reforçados*. 218p. Tese de Doutorado – EESC/USP, São Carlos.
- Trichês, G.; Bernucci, L.B. (2004). *Reforço de base de pavimentos*. Manual Brasileiro de Geossintéticos, Vertematti, J. (ed.), pp. 153-169, Brasil.
- Webster, S. L.; Watkins, J. E. (1977). *Investigation of construction techniques for tactical bridge approach roads across soft ground*. Technical Report S-77-1, US Army Waterways Experiment Station, Vicksburg.

ANÁLISE ESTATÍSTICA MULTIVARIADA DE ALTERAÇÕES NA REDE DE DRENAGEM DE MICROBACIAS HIDROGRÁFICAS

Multivariate Statistical Analysis of Alterations in Hydrographic Microbasins Drainage Systems

Eduardo Goulart Collares*

José Eduardo Rodrigues**

Rogério Pinto Ribeiro***

RESUMO – A rede de drenagem se constitui em importante indicador de alterações ocorridas na composição da paisagem de bacias hidrográficas, ou por mudanças na sua estruturação e forma ou então por ganho ou perda de canais. O objetivo deste trabalho é avaliar as alterações ocorridas na rede de drenagem de microbacias hidrográficas, com base em análise morfométrica temporal, correspondente a um período de 23 anos. A metodologia envolve técnicas de geoprocessamento, para a obtenção das variáveis morfométricas e análise estatística multivariada. A proposta foi aplicada na bacia hidrográfica do rio Capivari e os resultados comprovam que ocorreram alterações significativas na composição da rede de drenagem no período de análise. As variáveis morfométricas consideradas mais indicadas para a avaliação das alterações são a Densidade de Drenagem e Densidade Hidrográfica.

SYNOPSIS – A drainage system is known to be an important indicator of the alterations that have taken place in the landscape composition of hydrographic basins, or because of changes in structuring and form, or gain or loss of canals. The objective of the present work is to evaluate the alterations that take place in the drainage system of a hydrographic microbasins base on morphometric time analysis corresponding to a time period of 23 years. The approach employed involves the geoprocessing technique, aimed at obtaining morphometric variables, and multivariate statistical analysis. The proposed methodology was then applied to the Rio Capivari hydrographic basin. The results obtained were shown to prove that for hydrographic basin, a significant alteration in drainage system composition had taken place during the 23-year time period under study. The morphometric variable considered to be more appropriate for estimating the alterations were the Drainage Density and the Hydrographic Density.

PALAVRAS CHAVE – Análise de agrupamento; análise discriminante; zoneamento geoambiental de bacia hidrográfica.

1 – INTRODUÇÃO

A rede de drenagem das bacias hidrográficas atua como registro das alterações ocorridas em seu interior e reflete as mudanças condicionadas por processos naturais ou por atividades antrópicas, seja por meio das alterações na qualidade das águas ou na própria configuração da rede de drenagem.

* Professor adjunto, Fundação de Ensino Superior de Passos – Universidade do Estado de Minas Gerais.
Email – eduardo@passosuemg.br.

** Professor titular, Departamento de Geotecnia da Escola de Engenharia de São Carlos – EESC, USP.
Email – zeduardo@sc.usp.br.

*** Pós Doutorando, Departamento de Geotecnia da Escola de Engenharia de São Carlos – EESC, USP.
Email: ribeiro@sc.usp.br.

Alterações temporais na composição da rede de drenagem, sejam por mudanças na sua estruturação, na forma, ou mesmo pela perda ou aparecimento de novos canais, atuam como geoindicadores das condições ambientais da bacia, uma vez que refletem a ocorrência de processos antrópicos ou naturais recentes, que determinam uma nova dinâmica para o escoamento superficial das águas.

Este trabalho pretende avaliar a significância das alterações em microbacias de uma bacia hidrográfica, com base nas variáveis morfométricas de suas redes de drenagem e, posteriormente, classificar as microbacias segundo níveis de alteração. As análises das alterações são referentes a um período de 23 anos e foram efetuadas com o uso de fotografias aéreas datadas de 1972 e 1995.

Para a determinação das variáveis morfométricas, as redes de drenagem foram digitalizadas, georreferenciadas e transformadas em topologia. No total, foram determinadas dezoito variáveis, relativas à morfologia e à composição da rede de drenagem. Utilizaram-se procedimentos estatísticos multivariados para avaliar a significância das alterações ocorridas nas microbacias e classificá-las conforme o nível de alteração. Para o teste de significância das alterações utilizou-se o processo estatístico da análise discriminante e para a classificação das microbacias em níveis de alteração, a análise de agrupamentos.

A área selecionada para aplicar a metodologia foi a bacia do rio Capivari, situada na região centro-leste do Estado de São Paulo – Brasil (Figura 1). Trata-se da região onde está inserido o terceiro maior polo industrial do país e que apresenta uma grande diversidade de formas de ocupação e uso da terra. A bacia foi compartimentada em 64 microbacias de 4ª, 5ª e 6ª ordens de ramificação, acrescida da área adjacente ao leito do rio Capivari, as quais são identificadas pela letra *B* mais uma numeração específica como, por exemplo, *B-5* e *B-36*.

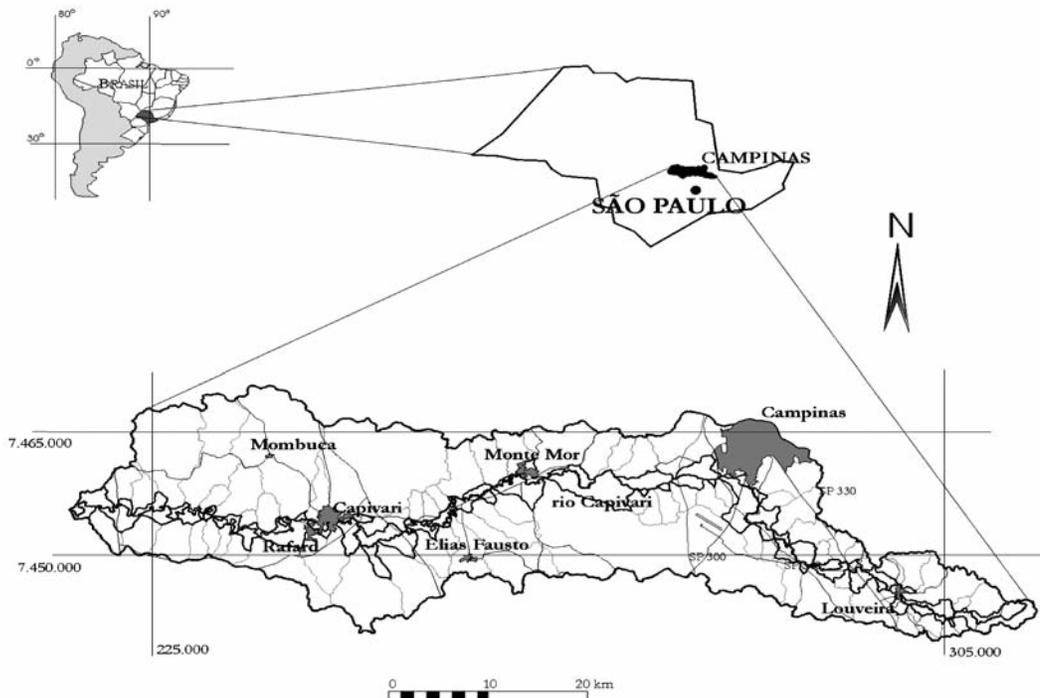


Fig. 1 – Localização da bacia do rio Capivari.

A bacia possui uma área de 1580 km² e os seguintes limites geográficos aproximados: latitudes 22°50' S e 23°20' S e longitudes 46°40' W e 47°50' W. Possuem sede dos municípios, dentro dos limites da bacia, as cidades de Campinas, Monte Mor, Louveira, Capivari, Elias Fausto, Rafard e Mombuca. As principais rodovias que cortam a bacia são: Rodovia dos Bandeirantes (SP-348); Rodovia Anhanguera (SP-330) e Rodovia Santos Dumont (SP-300).

2 – APLICAÇÕES DE ANÁLISE MORFOMÉTRICA EM ESTUDOS GEOAMBIENTAIS DE BACIAS HIDROGRÁFICAS

Datam do início do século XIX as primeiras interpretações descritivas referentes a sistemas de drenagem. Playfair (1802, apud Horton, 1945), com base em observações visuais, relata as relações do tronco principal de um rio e os seus tributários, formando um conjunto de canais e vales comunicantes, determinando, assim, a “lei das junções concordantes”.

Horton (1945), com base na lei de Playfair, utiliza pela primeira vez uma análise quantitativa em sistema de drenagem, estabelece um sistema para classificação de canais em uma rede hidrográfica e determina novas leis fundamentais relacionando o número e o comprimento de canais.

Strahler (1957) utiliza um sistema de classificação de canais com algumas modificações com relação ao sistema definido por Horton. Pelo sistema de Strahler, os canais sem tributários são considerados como de primeira ordem; da confluência de dois canais de primeira ordem surgem os canais de segunda ordem, e assim sucessivamente, sendo a ordem da bacia hidrográfica correspondente ao valor do canal de maior ordem. Este procedimento elimina o conceito de que o rio principal deva ter o mesmo número de ordem da nascente até a foz, como proposto por Horton, e facilita a classificação dos canais, eliminando a necessidade de se refazer a ordenação a cada confluência. Esta forma de classificação foi utilizada neste trabalho e tem sido amplamente empregada em todo o mundo na análise morfométrica de bacias hidrográficas.

Além de Horton (1945) e Strahler (1957), vários autores vêm definindo e descrevendo variáveis morfométricas no decorrer dos anos, tais como: Miller (1953); Schumm (1956) e Morisawa (1962). Trabalhos mais recentes passaram a estabelecer novas variáveis, relacionando a dinâmica natural e a atuação antrópica como fatores influentes nas alterações ocorrentes nas redes de drenagem e, em função disso, outros sistemas de classificação foram propostos e debatidos.

Um destes novos sistemas de classificação foi proposto por Rosgen (1994), considerando, principalmente, características relacionadas ao fluxo e não necessariamente características morfométricas, como as variáveis envolvidas nas classificações supracitadas. Miller e Ritter (1996), ao efetuar a análise crítica desta classificação, a contestam como um instrumento para predizer o comportamento fluvial de um rio. Em resposta às indagações de Miller e Ritter (1996), Rosgen (1996) ressalta que o propósito fundamental de sua classificação é facilitar a comunicação entre os especialistas da área e que ela está sendo utilizada por um grande número de profissionais que deverão contribuir para o seu aperfeiçoamento.

Alguns trabalhos têm procurado adequar as análises morfométricas por meio de técnicas de geoprocessamento. Dentre eles estão: Band (1989), Civco et al. (1995), Meisels et al. (1995), Sheng et al. (1997); Garbrecht e Martz (1997); Yin e Wang (1999); Bárdossy e Schmidt (2002) e Awasthi et al. (2002). Estes trabalhos discutem e propõem técnicas para facilitar a obtenção e o processamento relacionados às redes de drenagem e a obtenção dos produtos derivados, utilizando imagens de satélite e/ou sistemas de informações geográficas.

A aplicação de estatística multivariada em uma avaliação ambiental, envolvendo variáveis morfológicas e de comportamento fluvial, foi efetuada por Wood-Smith e Buffington (1996) na avaliação do impacto do uso do terreno nas condições dos canais de drenagem no sudoeste do Alaska – EUA. Os autores utilizaram-se de análise discriminante para testar a classificação previamente adotada para rios degradados e não degradados e também para determinar as variáveis que mais contribuíram para a discriminação entre os rios.

Tucker et al (2001) estudam, especificamente, a propriedade densidade de drenagem e a qualifica como uma propriedade que reflete o clima local, o relevo e a geologia, além de outros fatores. Os autores desenvolvem um Modelo Digital do Terreno (MDT) para a medida eficiente da densidade de drenagem e para determinar a sua variabilidade espacial em uma bacia.

Osterkamp (2002) define geoindicadores importantes para apontar alterações ambientais em regime fluvial de regiões tropicais úmidas. Dentre os geoindicadores, cita a densidade de drenagem, correlacionando-a com a infiltrabilidade das águas da chuva no solo e, em paralelo, com a disponibilidade de precipitações para o regime de fluxo de uma bacia. O autor sugere, além do uso convencional de imagens de satélite e fotografias aéreas, investigações de campo para a mensuração da densidade de drenagem em uma bacia.

Ribeiro e Rodrigues (2004) utilizam a rede de drenagem como geoindicador de mudanças ambientais que ocorreram durante um período de 23 anos em microbacias hidrográficas da bacia do Capivari (Brasil). A análise morfológica indicou uma diminuição no número de canais de primeira ordem e no comprimento total de todos os canais, com conseqüente modificação das densidades hidrográfica e de drenagem. As perdas e os ganhos dos canais de primeira ordem foram influenciados pela declividade e pelos tipos de substrato rochoso e de materiais inconsolidados presentes. Tais mudanças foram deflagradas principalmente pelo controle de expansão urbana e pelo manejo inadequado de atividades agrícolas.

Por meio do uso da densidade de drenagem (D_d), razão de bifurcação (R_b), frequência de canais (F_u) e razão de textura (T), Obi Reddy et al. (2004) revelam que a análise detalhada destes parâmetros de drenagem foi muito útil no entendimento da influência da morfometria de drenagem e formas de relevo, nas propriedades físicas do solo e nas características erosionais da bacia do rio Vena, Índia Central. Com base em dados de sensores remotos e de SIGs, o estudo mostrou-se apropriado em avaliar estas inter-relações para fins de planejamento e de gerenciamento de bacias hidrográficas.

NG (2006) examina locações de deslizamentos com referência as teorias de desenvolvimento de drenagem fluvial. São estudadas oito pequenas bacias de drenagem ($5,31\text{km}^2$) em Hong Kong, nas quais 451 deslizamentos foram registrados. Resultados têm mostrado que os deslizamentos estão relacionados à progressão das cabeceiras da rede de drenagem, partindo do canal principal (de quinta ordem) até aos tributários de primeira ordem, indicado pela variação sistemática entre parâmetros morfológicos e densidade dos deslizamentos.

3 – METODOLOGIA

A hierarquização dos canais nas redes de drenagem foi efetuada conforme a classificação proposta por Strahler (1957) com modificações, uma vez que este autor utiliza apenas os canais fluviais. Nesta pesquisa, considerou-se como canais de drenagem todos aqueles perceptíveis nas fotografias aéreas que permitissem o escoamento linear das águas, incluindo os canais pluviais, uma vez que estes constituem uma variável importante para o fluxo das águas na bacia e são os mais suscetíveis a alterações.

Para a determinação das variáveis morfométricas, as redes de drenagem foram digitalizadas, georreferenciadas e transformadas em topologia com o auxílio do programa Autocad Map 3.0®. O uso de entidades vetoriais para a obtenção das variáveis morfométricas, em detrimento da sua obtenção por meio de SIGs, com imagens rasterizadas, deveu-se à maior praticidade e precisão do sistema vetorial.

Civco et al (1995) já haviam discutido esta questão ao avaliar imagens raster e vetoriais para a obtenção de parâmetros de bacias hidrográficas. Segundo estes autores, dados originalmente vetoriais são mais precisos, principalmente na quantificação de dados poligonais, por exemplo, na determinação da área de uma bacia hidrográfica.

Utilizaram-se procedimentos estatísticos multivariados, com auxílio do programa Statistica 5.5®, para avaliar a significância das alterações ocorridas nas microbacias e agrupá-las conforme o grau de alteração. Para o teste de significância, utilizou-se o processo estatístico da análise discriminante e para o agrupamento das microbacias conforme o grau de alteração, a análise de agrupamentos.

3.1 – Variáveis morfométricas

As variáveis morfométricas foram separadas em dois grupos: variáveis relativas à morfologia, denominadas *variáveis morfológicas*, e à composição da rede de drenagem, denominadas *variáveis da rede de drenagem*.

As *variáveis morfológicas* foram consideradas inalteradas para uma mesma microbacia dentro do período analisado, uma vez que envolvem mudanças na morfologia do relevo, o que normalmente são insignificantes dentro de um espaço de tempo tão curto e, portanto, não foram aplicadas diretamente na análise das alterações. As variáveis que compõem este grupo são:

- a) Área da Bacia (A): expressa em quilômetros quadrados (km²);
- b) Perímetro da Bacia (P): expresso em quilômetros (km);
- c) Maior comprimento (L) e largura média (Dm): as duas variáveis expressas em km foram determinadas pelos critérios de Fontes (1997), onde o maior comprimento é representado pelo comprimento do maior eixo longitudinal da bacia e a largura média é resultante da divisão da área pelo maior comprimento.
- d) Índice de Circularidade (Ic): é definido como a relação existente entre a área da bacia (A) e a área do círculo de igual perímetro (Ac). Quanto mais próximo o índice for da unidade (Ic=1,0), mais próximo da forma circular é a bacia.
- e) Amplitude Altimétrica Máxima (Hm): é a diferença altimétrica, em metros, entre a altitude da desembocadura e a altitude do ponto mais alto do divisor de águas (Schumm, 1956).
- f) Relação de Relevo (Rr): é a relação entre a amplitude altimétrica máxima e o seu maior comprimento (L). Quanto maior for o Rr, maior será o desnível entre a cabeceira e a foz (Schumm, 1956).
- g) Índice de sinuosidade (Si): trata-se da relação entre o comprimento do rio principal da bacia e o seu comprimento vetorial.

As *variáveis da rede de drenagem* envolvem variáveis lineares e de superfície e consistem naquelas sujeitas à variações mais significativas no período analisado, constituindo, portanto, parâmetros potenciais para retratar as alterações ocorridas. Fazem parte deste grupo:

- a) Número total de rios (N_r) e número de canais por ordem de ramificação (N_i): quando da utilização do sistema de ordenação de Strahler (1957), corresponde ao número de canais de primeira ordem (N₁), uma vez que qualquer rio surge de uma nascente. Esta variável é particularmente importante para o cálculo da densidade hidrográfica.

- b) Comprimento total da rede de drenagem (Lt), comprimento total dos canais por ordem (Li) e comprimento médio dos canais por ordem (Lmi): são variáveis dimensionais, expressas em quilômetro (km) ou em metro (m), que permitem uma avaliação primária das alterações em termos de perda ou ganho na extensão de caminhos para o escoamento linear das águas na bacia. Nesta pesquisa as variáveis Lt e Li foram expressas em km e a variável Lmi, em m.
- c) Razão de bifurcação (Rb): variável introduzida por Horton (1945) e que deu origem à lei do número de canais. Expressa a relação entre o número de canais de uma certa ordem (N_i) e o número de canais da ordem imediatamente superior.
- e) Razão de comprimento médio (Rlm): também foi introduzida por Horton (1945), deu origem à lei do comprimento dos canais. O índice é expresso pela relação entre o comprimento médio dos canais de determinada ordem e o comprimento médio dos canais da ordem imediatamente inferior.
- f) Densidade de drenagem (Dd): retrata a disponibilidade de canais para o escoamento linear das águas e materiais detríticos e o grau de dissecação do relevo resultante da atuação da rede de drenagem. Foi descrita por Horton (1945) como sendo a relação entre o comprimento total dos canais (Lt) pela área da bacia hidrográfica (A). No comprimento dos canais, segundo Christofletti (1969), deve-se considerar os canais perenes e intermitentes.
- g) Densidade Hidrográfica (Dh); foi inicialmente definida por Horton (1945) com a denominação de frequência de rios e corresponde à relação entre o número de rios ou cursos d'água e a área da bacia hidrográfica (A). Quando da utilização do sistema de ordenação de canais proposto por Strahler (1957), o número de rios deve corresponder ao número de canais de primeira ordem (N_1), considerando que todo rio se inicia de uma nascente.
- h) Coeficiente de manutenção (Cm): foi definida por Schumm (1956) para fornecer a área mínima necessária em uma bacia para manter em funcionamento um metro de canal de escoamento. A variável é inversamente proporcional à Densidade de Drenagem.
- i) Extensão do percurso superficial (Eps): foi definida por Horton (1945) e representa a distância média (expressa em metros) percorrida pelas águas pluviais, a partir do interflúvio, até encontrar um canal já delineado. A variável é, também, inversamente proporcional à Densidade de Drenagem.
- j) Textura Topográfica (Tt): define o grau de entalhamento e dissecação do relevo e foi inicialmente apresentada por Smith (1950 apud França, 1968) que a relaciona com a densidade de drenagem através de uma função logarítmica. Adaptando a equação de Smith, Freitas (1952 apud Gandolfi, 1971) utiliza a seguinte expressão para o cálculo da textura topográfica:
- $$\log Tt = 0,219649 + 1,115 \log Dd$$

3.2 – Levantamento e processamento das informações

Um esquema com os principais procedimentos envolvidos na análise morfométrica das micro-bacias está exposto na Figura 2.

A digitalização e o processamento dos dados foram efetuados no programa Autocad Map 3.0®. Trata-se de um aplicativo ligado à plataforma do programa Autocad® que permite a manipulação e a interação de vários arquivos de dados ao mesmo tempo e apresenta algumas ferramentas comumente utilizadas em SIGs (Sistemas de Informações Geográficas) para obtenção de dados numéricos e da topologia do terreno.

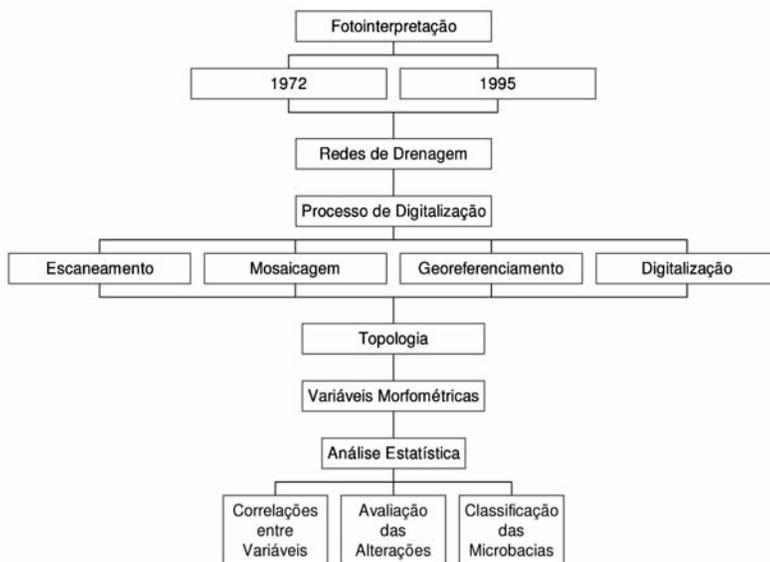


Fig. 2 – Procedimentos adotados na análise morfométrica das microbacias.

3.3 – Obtenção das redes de drenagem

Para a obtenção das redes de drenagem das sessenta e quatro microbacias que compõem a bacia do rio Capivari mais a área adjacente ao rio foram analisadas cerca de quatrocentos pares estereoscópios de fotografias aéreas na escala 1:25.000, datadas de 1972 e de 1995. Foram utilizados estereoscópio de espelho e estereoscópio de mesa com lentes de aumento, para observação de detalhes. Alguns aspectos considerados influentes na obtenção do traçado das redes de drenagem para a análise morfométrica estão listados no Quadro 1.

Quadro 1 – Aspectos referentes à fotointerpretação que influenciaram no traçado das redes de drenagem.

Aspectos influentes na fotointerpretação	
Aspectos intrínsecos	Aspectos extrínsecos
<ul style="list-style-type: none"> – escala – sombras – ocorrência de vegetação densa – área densamente urbanizada – presença de várzeas e áreas alagadas 	<ul style="list-style-type: none"> – Habilidade e experiência do intérprete – qualidade da cópia fotográfica – tipo de estereoscópio – material utilizado como “overlay”

3.4 – Digitalização e processamento dos dados

A preparação das fotografias aéreas para a digitalização das redes de drenagem e processamento das informações no programa Autocad Map 3.0[®] foi efetuada em três etapas: escaneamento, confecção de mosaicos e georeferenciamento.

Após a preparação das imagens, efetuou-se a digitalização da rede de drenagem em cada microbacia isoladamente. Os canais de cada ordem foram digitalizados em “layers” distintos assim como o traçado da borda da bacia. Este procedimento teve por objetivo facilitar a criação das topologias para obtenção de dados numéricos.

A criação de topologias compreende a etapa final do processamento e são elas que permitem, não só a obtenção de dados numéricos, como também a associação de informações. Visando a obtenção dos dados necessários para a análise das redes de drenagem, utilizou-se de topologias de polígonos para a obtenção da área (A) e do perímetro (P) e de topologias de rede para obtenção do número total de canais (Nt), do comprimento total da rede (Lt), do número de canais por ordem de ramificação (Ni), do comprimento total por ordem de ramificação (Li) e do comprimento médio por ordem de ramificação (Lmi).

3.5 – Alterações nas microbacias: análise estatística multivariada

A estatística multivariada envolve métodos estatísticos que têm por objetivo detectar as relações em um conjunto de dados e variáveis analisando-os conjuntamente e não enfocando uma variável por vez, como ocorre na estatística univariada. Um pré-requisito para este tipo de análise, conforme Manly (1986), é que as variáveis em questão sejam consideradas de igual importância inicialmente. Neste trabalho utilizou-se a análise discriminante para determinar a significância das alterações ocorridas nas microbacias, considerando-se as redes de drenagem em 1972 e 1995 e a análise de agrupamentos, com o objetivo de agrupar as microbacias quanto ao grau de alteração nas suas redes de drenagem.

A análise discriminante é utilizada em estudos estatísticos multivariados quando se pretende decidir qual, de dois ou mais possíveis grupos, um determinado indivíduo submetido a diversas mensurações deve pertencer ou, em outras palavras, indica se dois ou mais conjuntos de indivíduos, previamente agrupados, pertencem realmente a grupos distintos ou não.

A análise de agrupamentos é definida como uma técnica classificatória utilizada quando se deseja explorar as similaridades entre variáveis, denominada *modo R*, ou entre casos, denominada *modo Q*. Davis (1986) enquadra os métodos de agrupamentos em quatro grupos: métodos de partição, métodos com origem arbitrária, métodos por similaridade mútua e métodos hierárquicos aglomerativos, sendo deste último grupo os mais utilizados em questões relacionadas ao meio físico.

4 – RESULTADOS E DISCUSSÕES

Para a utilização dos dados obtidos na análise estatística multivariada das alterações ocorridas nas microbacias, foi importante uma avaliação prévia das variáveis considerando os seguintes fatores: relações existentes entre elas; aplicabilidade aos métodos estatísticos e a relevância de cada uma como indicadora das alterações ambientais ocorridas no sistema. O objetivo inicial foi reduzir o número de variáveis para a análise estatística, de forma a retratar melhor as alterações.

Neste contexto, efetuou-se uma análise de correlação entre as variáveis considerando os valores absolutos obtidos para cada microbacia nos conjuntos de fotografias aéreas de 1972 e 1995. A matriz de correlação (Figura 3) mostra uma correlação acima de 0,9 para dois grupos de variáveis: Nt, Lt, N1, L1, N2 e L2; e Dd, Dh, Cm, Eps e Tt. Para as variáveis Lm1, Lm2, Rb1-2 e Rlm2-1 não houve correlação.

Efetuoou-se também a mesma análise considerando a taxa de variação de cada variável no período entre 1972 e 1995, ou seja, a porcentagem de perda (negativa) ou de ganho (positiva) nas redes de drenagem de 1995 com relação às redes de drenagem de 1972. A matriz de correlação obtida (Figura 4) indica uma correlação de 1,0 entre as variáveis Dd, Lt, Cm, Eps e Tt e as variáveis Dh, Nt e N1, confirmando a interdependência existente entre elas. Desta maneira, bastaria uma variável de cada um dos dois grupos para representar as alterações ocorridas em todas as outras do grupo.

	Nt	Lt	Dd	Dh	Cm	Eps	Tt	N1	L1	Lm1	Rb1-2	RLm2-1	N2	L2	Lm2
Nt	1.0	1.0	.0	.0	-.1	-.1	.0	1.0	1.0	-.1	.0	.0	1.0	1.0	-.1
Lt	1.0	1.0	-.1	-.1	-.0	-.0	-.1	1.0	1.0	-.1	.1	.0	1.0	1.0	-.0
Dd	.0	-.1	1.0	1.0	-.9	-.9	1.0	.0	-.0	-.6	-.2	-.2	.0	-.1	-.6
Dh	.0	-.1	1.0	1.0	-.8	-.8	1.0	.0	-.0	-.7	-.1	-.1	.0	-.0	-.6
Cm	-.1	-.0	-.9	-.8	1.0	1.0	-.9	-.1	-.0	.7	.3	.3	-.1	-.0	.8
Eps	-.1	-.0	-.9	-.8	1.0	1.0	-.9	-.1	-.0	.7	.3	.3	-.1	-.0	.8
Tt	.0	-.1	1.0	1.0	-.9	-.9	1.0	.0	-.1	-.6	-.2	-.2	.0	-.1	-.6
N1	1.0	1.0	.0	.0	-.1	-.1	.0	1.0	1.0	-.1	.1	.0	1.0	1.0	-.1
L1	1.0	1.0	-.0	-.0	-.0	-.0	-.1	1.0	1.0	-.1	.1	.0	1.0	1.0	-.0
Lm1	-.1	-.1	-.6	-.7	.7	.7	-.6	-.1	-.1	1.0	.3	-.0	-.2	-.1	.7
Rb1-2	.0	.1	-.2	-.1	.3	.3	-.2	.1	.1	.3	1.0	.5	.0	.0	.5
RLm2-1	.0	.0	-.2	-.1	.3	.3	-.2	.0	.0	-.0	.5	1.0	-.0	.1	.6
N2	1.0	1.0	.0	.0	-.1	-.1	.0	1.0	1.0	-.2	.0	-.0	1.0	1.0	-.1
L2	1.0	1.0	-.1	-.0	-.0	-.0	-.1	1.0	1.0	-.1	.0	.1	1.0	1.0	-.0
Lm2	-.1	-.0	-.6	-.6	.8	.8	-.6	-.1	-.0	.7	.5	.6	-.1	-.0	1.0

Fig. 3 – Matriz de correlação entre variáveis com dados das microbacias da bacia do rio Capivari das fotografias aéreas de 1972 e 1995.

	Nt	Lt	Dd	Dh	Cm	Eps	Tt	N1	L1	Lm1	Rb1-2	RLm2-1	N2	L2	Lm2
Nt	1.0	.8	.8	1.0	-.9	-.9	.8	1.0	.5	-.8	-.4	-.0	.9	.6	-.6
Lt	.8	1.0	1.0	.8	-.1.0	-.1.0	1.0	.8	.7	-.5	-.3	-.0	.7	.6	-.4
Dd	.8	1.0	1.0	.8	-.1.0	-.1.0	1.0	.8	.7	-.5	-.3	-.0	.7	.6	-.4
Dh	1.0	.8	.8	1.0	-.9	-.9	.8	1.0	.6	-.8	-.2	.1	.8	.6	-.5
Cm	-.9	-.1.0	-.1.0	-.9	1.0	1.0	-.1.0	-.9	-.7	.6	.3	.1	-.8	-.6	.5
Eps	-.9	-.1.0	-.1.0	-.9	1.0	1.0	-.1.0	-.9	-.7	.6	.3	.1	-.8	-.6	.5
Tt	.8	1.0	1.0	.8	-.1.0	-.1.0	1.0	.8	.6	-.5	-.3	-.0	.7	.6	-.4
N1	1.0	.8	.8	1.0	-.9	-.9	.8	1.0	.6	-.8	-.2	.1	.8	.6	-.5
L1	.5	.7	.7	.6	-.7	-.7	.6	.8	1.0	-.0	.2	-.3	.3	.2	-.2
Lm1	-.8	-.5	-.5	-.8	.6	.6	-.5	-.8	-.0	1.0	.4	-.2	-.7	-.5	.6
Rb1-2	-.4	-.3	-.3	-.2	.3	.3	-.3	-.2	.2	.4	1.0	.3	-.7	-.4	.5
RLm2-1	-.0	-.0	-.0	.1	.1	.1	-.0	.1	-.3	-.2	.3	1.0	-.2	.5	.7
N2	.9	.7	.7	.8	-.8	-.8	.7	.8	.3	-.7	-.7	-.2	1.0	.7	-.7
L2	.6	.6	.6	.6	-.6	-.6	.6	.6	.2	-.5	-.4	.5	.7	1.0	.0
Lm2	-.6	-.4	-.4	-.5	.5	.5	-.4	-.5	-.2	.6	.5	.7	-.7	.0	1.0

Fig. 4 – Matriz de correlação considerando a taxa de variações das variáveis das microbacias da bacia do rio Capivari no período entre 1972 e 1995.

Com base nos resultados das matrizes de correlação e também devido à grande aceitação e utilização em análises geoambientais de bacias hidrográficas, foram selecionadas inicialmente as variáveis densidade de drenagem (Dd) e densidade hidrográfica (Dh), como representantes de cada um dos grupos com altas correlações e ainda as variáveis Razão de Bifurcação entre os canais de ordem 1 e 2 (Rb1-2) e Razão de Comprimentos Médios entre os canais de ordem 2 e 1 (RLm2-1).

As variações em Dh, como mencionado por Christofletti (1974), refletem alterações do comportamento hidrológico de uma bacia hidrográfica em seu aspecto mais fundamental, ou seja, o de perder ou ganhar novos cursos d'água e isto é confirmado pela correlação de 100% com N1.

Em resumo, variações significativas em Dd e Dh indicam quanto uma bacia se alterou por perder ou ganhar novos cursos d'água e as variáveis Rb1-2 e Rlm2-1 podem indicar alterações internas na hierarquização dos canais, mesmo não ocorrendo alterações significativas no número de canais e no comprimento total da rede. Estas quatro variáveis são independentes entre si e os seus dados apresentam distribuição aproximadamente normal. O teste de normalidade pode ser verificado em Collares (2000).

Para efetuar o teste de significância das alterações utilizou-se o processo estatístico multivariado da análise discriminante considerando-se dois grupos de casos: o *G 72*, com as redes de drenagem das microbacias em 1972 e o *G 95*, com as redes de drenagem das microbacias em 1995. O objetivo foi submeter os dados ao teste de hipótese, ou seja, avaliar se as alterações foram estatisticamente significativas ou não. Para isto, considerou-se as seguintes hipóteses:

- Hipótese nula (H_0) – Não houve alteração nas microbacias da bacia do rio Capivari no período entre 1972 e 1995.
- Hipótese alternativa (H_1) – Houve alterações nas microbacias da bacia do rio Capivari no período entre 1972 e 1995.

O procedimento foi efetuado em dois passos, utilizando-se o programa Statistica 5.5®: o primeiro considerando as quatro variáveis (Dd, Dh, Rb1-2 e Rlm2-1), com o objetivo de identificar as variáveis mais significativas na discriminação e o segundo utilizando apenas as mais significativas para a efetivação do teste de hipótese.

Os resultados obtidos no primeiro passo estão apresentados no Quadro 2. O valor F obtido foi igual 2,22, para graus de liberdade 4 (numerador) e 125 (denominador). O valor F tabelado da distribuição para estes graus de liberdade é de 2,37, para um grau de significância $\alpha = 0,05$. Como F calculado é menor que o F tabelado, não há consistência para rejeitar H_0 , considerando-se o teste que se utilizou das 4 variáveis. Observa-se, entretanto, pelos valores de Wilks' λ que as variáveis densidade hidrográfica (Dh) e densidade de drenagem (Dd) foram as que mais contribuíram para a discriminação entre as bacias e assim foram escolhidas como as mais representativas das alterações.

Quadro 2 – Resultados do Passo 1 da análise discriminante, considerando as variáveis Dd, Dh, Rb1-2 e Rlm2-1.

Teste de significância $\alpha = 0,05$	Porcentagem de acertos	Distância Mahalanobis	Wilks λ para as variáveis
F(4,125)= 2,22 (calculado) F(4,125) = 2,37 (tabelado) p-level = 0,070	G 72 (bacias 1972) = 55,4% G 95 (bacias 1995) = 64,3% Total = 60,0%	D ² = 0,284 Wilks λ para o modelo Wilks λ = 0,934	Dd = 0,953 Dh = 0,968 Rb _{1,2} = 0,939 R _{lm2-1} = 0,940

Os resultados obtidos no passo 2, utilizando as variáveis Dd e Dh (no Quadro 3) indicam um valor F igual 3,90 para graus de liberdade 2 (numerador) e 127 (denominador). O valor F tabelado da distribuição para estes graus de liberdade é de 3,00, para um grau de significância $\alpha = 0,05$. Como F calculado é maior que o F tabelado, há consistência para rejeitar H_0 , ou seja, pode-se afirmar que houve alterações estatisticamente significativas nas microbacias no período considerado. Este fato pode ainda ser comprovado pelo baixo valor obtido para p-level = 0,023.

Quadro 3 – Resultados do Passo 2 da análise discriminante, considerando as variáveis Dd e Dh.

Teste de significância $\alpha = 0,05$	Porcentagem de acertos	Distância Mahalanobis	Wilks λ para as variáveis
F(2,127)= 3,90 (calculado) F(2,127) = 3,00 (tabelado) p-level = 0,023	G72 (bacias 1972) = 50,8% G95 (bacias 1995) = 64,6% Total = 57,7%	D ² = 0,245 Wilks λ para o modelo Wilks λ = 0,942	Dd = 0,968 Dh = 0,986

Considerando a maior influência de Dh e Dd na discriminação entre as bacias e as suas importâncias como indicadores de alterações no número e no comprimento dos canais, efetuou-se uma análise de agrupamento considerando as taxas de variações (em porcentagem) destas variáveis no período entre 1972 a 1995, com o objetivo de agrupar as microbacias por grau de alteração na rede de drenagem.

Foi utilizado o método hierárquico aglomerativo e a técnica de agrupamento pareado igualmente ponderado (*weighted pair-group method*), considerando o coeficiente de distância e a medida de distância euclidiana como critério de similaridade. Pelo dendrograma obtido (Figura 5), tomando-se como limite o valor de distância igual a 10, pode-se observar no lado direito e no centro dois grandes grupos e no lado esquerdo três grupos menores que foram, posteriormente, agrupados em um só, uma vez que se distinguem dos outros dois por apresentarem maiores taxas de variação.

análise de agrupamento (65 casos)
agrupamento pareado igualmente ponderado
distâncias euclidianas

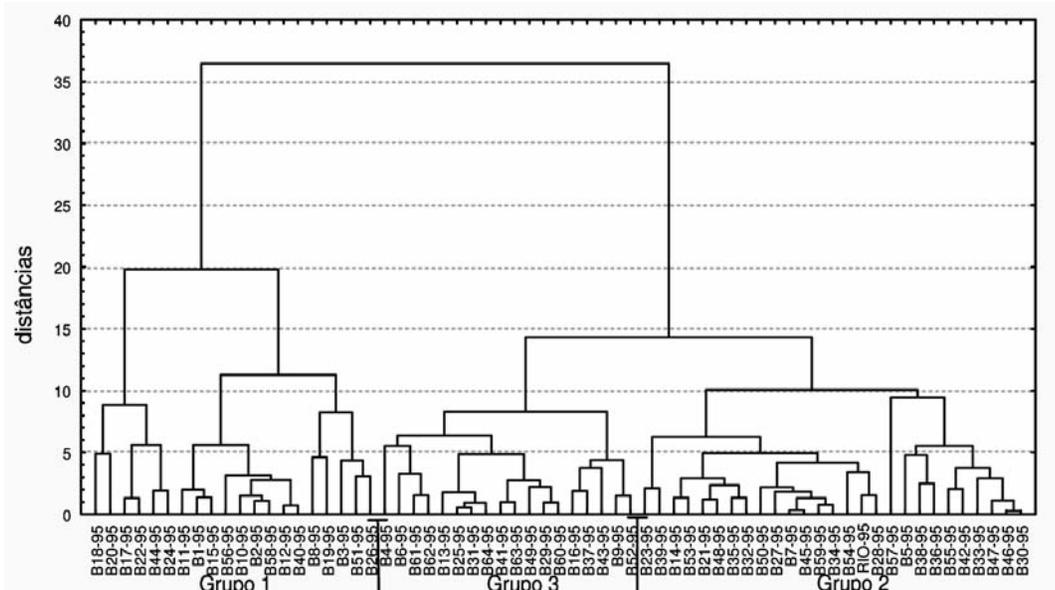


Fig. 5 – Dendrograma obtido para as 65 microbacias da bacia do rio Capivari considerando a taxa de variação das variáveis Dr e Dh entre 1972 e 1995.

Para analisar e classificar os grupos definidos pela análise de agrupamento, efetuou-se novamente a análise discriminante, desta vez considerando cada grupo separadamente (Quadro 4). Os principais resultados obtidos estão apresentados no Quadro 05.

Observa-se uma discriminação altamente significativa para o grupo 1, onde $F(2,37) = 5,07$ e o $p\text{-level} = 0,011$, sendo, então, classificado como de *alterações significativas*. Para os outros grupos, o teste de significância não confirma alterações significativas entre 1972 e 1995, entretanto, pode-se observar por meio de D^2 e da porcentagem de acertos, que o grupo 2 está melhor discriminado que o grupo 3. Desta forma, o Grupo 2 foi então denominado como de *alterações medianamente significativas* e o Grupo 3 como de *alterações pouco significativas*. O mapa com o resultado da classificação é apresentado na Figura 6.

Quadro 4 – Classificação das microbacias por grau de alteração com base nos grupos obtidos com a análise de agrupamento.

Grupo	Relação de microbacias
Grupo 1	B26, B24, B40, B44, B56, B58, B51, B22, B20, B18, B19, B17, B15, B12, B10, B8, B11, B3, B2, B1
Grupo 2	B28, B30, B32, B34, B36, B38, B42, B46, B48, B50, B54, B59, B57, B55, B53, B47, B45, B39, B35, B33, B27, B23, B21, B14, B7, B5, Rio
Grupo 3	B52, B60, B62, B64, B63, B61, B49, B43, B41, B37, B31, B29, B16, B25, B13, B9, B6, B4

Quadro 5 – Resultados da análise discriminante obtidos no programa *Statística 5.5*® para grupos definidos na análise de agrupamento.

	Grupo 1	Grupo 2	Grupo 3
<i>teste de significância</i> $\alpha = 0,05$	F(2,37) = 5,07 (calc.) F(2,37) = 3,25 (tab.) p-level = 0,011	F(2,51) = 1,52 (calc.) F(2,51) = 3,20 (tab.) p-level = 0,227	F(2,34) = 0,30 (calc.) F(2,34) = 3,30 (tab.) p-level = 0,743
<i>Porcentagem de acertos</i>	G72 = 50,0% G95 = 75,0% Total = 62,5%	G1 = 55,5% G2 = 66,6% Total = 61,1%	G1 (B1972) = 50,0% G2 (B1995) = 66,6% Total = 58,3%
<i>distância mahalanobis</i>	D ² = 1,096	D ² = 0,239	D ² = 0,073

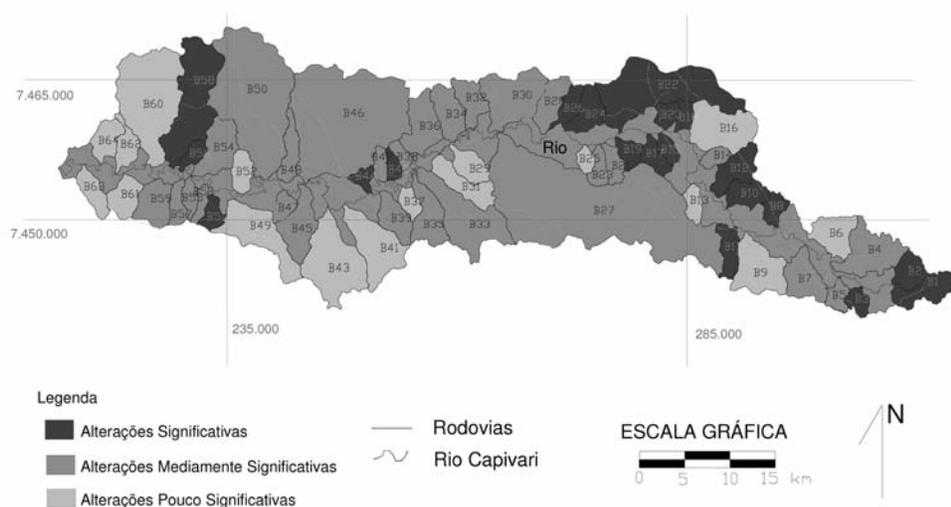


Fig. 6 – Mapa com a classificação das microbacias quanto ao grau de alteração entre 1972 e 1995 (análise de agrupamento).

5 – CONCLUSÕES

Utilizando-se de variáveis morfométricas das redes de drenagem de microbacias e de análise estatística discriminante, pode-se afirmar que ocorreram alterações significativas na composição da

rede de drenagem da bacia hidrográfica do rio Capivari, no período entre 1972 e 1995. Dentre as variáveis analisadas, as que melhor expressam as alterações ocorridas são a *densidade de drenagem* e a *densidade hidrográfica*. Com base nestas variáveis, as 64 microbacias e a área adjacente ao rio Capivari puderam ser classificadas quanto ao grau de alteração, utilizando-se de análise de agrupamento, e, novamente, análise discriminante para a qualificação dos grupos.

Paralelo à classificação das microbacias da Bacia do Rio Capivari quanto ao grau de alteração, objeto deste trabalho, realizou-se um estudo das condições de uso e ocupação destas microbacias, descrito em Collares e Rodrigues (2000), com o objetivo de compreender o que motivou as alterações ocorridas na rede de drenagem. Comparando-se este estudo com a classificação aqui determinada, verifica-se que das vinte microbacias classificadas como de *alterações significativas*, doze (B8, B10, B12, B15, B17, B18, B19, B20, B22, B24 e B26) estão inseridas na área metropolitana da cidade de Campinas e a B40 abrange parte do perímetro urbano da cidade de Capivari e compreendem microbacias que sofreram alterações motivadas por processos urbanos ou de expansão urbana, neste período de 23 anos. A remobilização de terras e impermeabilização dos terrenos provocadas pela implantação de obras de grande porte e de loteamentos contribuiu para a desativação de canais primários naturais. A implantação de obras como o aterro sanitário Delta, a Rodovia dos Bandeirantes e a duplicação de uma avenida também contribuíram para alterar a dinâmica de escoamento linear das águas.

As microbacias B1, B2, B3 e B11, constituem microbacias em áreas de expansão urbana e com intervenções pontuais para a instalação de empreendimentos de médio e grande portes, além do intensivo cultivo de cítricos na região de cabeceira do rio Capivari. As microbacias B44, B50, B51 e B56, que completam o grupo de bacias com alterações significativas, são microbacias agrícolas, de cultivo de cana de açúcar. A remobilização de terra condicionada pelo manuseio de cultivo temporário, deve ter contribuído para o desconfiguração dos canais de drenagem.

6 – AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem o apoio financeiro da Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de São Paulo (FAPESP N° Processo 97/12794-7), imprescindível à realização deste trabalho.

7 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Awasthi, D. K.; Sitaula, B. K.; Singh, B. R.; Bajacharya, R. M. (2002). *Land-use change two empálese watersheds: gis and geomorphometric análise*. Land degradation & development, vol. 13, pp. 495-513.
- Bárdossi, A.; Schimidt, F. (2002). *GIS approach to scale issues of perimeter-based shape indices for drainage basins*. Hydrological Sciences, vol. 47, pp. 931-942.
- Band, L.E. (1989). *A terrain-based watershed information system*. Hydrological Processes. Vol. 3, pp. 151-162.
- Christofoletti, A. (1969). *Análise morfológica das bacias hidrográficas*. Notícias Geomorfológicas. Vol. 9, n. 18, pp. 19-34.
- Christofoletti, A. (1974) *Geomorfologia*. 2ed. São Paulo. Ed. Edgard Blucher Ltda.
- Civco, D. L.; Garcia, A. R.; Warner, G.S. (1995). *Key steps to effective watershed characterization*. GIS World. Vol. 95, pp. 62-67.

- Collares, E. G. (2000). *Avaliação de alterações em redes de drenagem de microbacias como subsídio ao zoneamento geoambiental de bacias hidrográficas: aplicação na bacia hidrográfica do rio Capivari - SP. São Carlos, 2000. 2v. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.*
- Collares, E.G.; Rodrigues, J.E. (2000). *Geoprocessamento aplicado à caracterização das atividades modificadoras do meio físico na bacia hidrográfica do rio Capivari. Geociências, vol. 19, n. 1, pp. 141-152.*
- Davis, J. C. (1986). *Statistics and data analysis in geology. 2 ed. USA. John Wiley & Sons.*
- Fontes, A.L. (1997). *Caracterização geoambiental da bacia do rio Japaratuba – SE. Rio Claro. 283p. Tese (Doutorado) – Instituto de Geociências e Ciências Exatas, Universidade Estadual Paulista.*
- França, G.V. (1968). *Interpretação fotográfica de bacias e de redes de drenagem aplicada a solos da região de Piracicaba. Piracicaba. 151p. Tese (Doutorado). Escola Superior de Agronomia Luiz de Queiroz – Universidade de São Paulo.*
- Gandolfi, N. (1971). *Investigações sedimentológicas, morfométricas e físico-químicas nas bacias do Moji-Guaçu, do Ribeira e do Peixe. São Carlos. 108p. Tese (Livre-docência). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.*
- Garbrecht, J. & Martz, L.W. (1997). *Automated channel ordering and node indexing for raster channel networks. Computers & Geosciences. Vol. 23, n. 9, pp. 961-966.*
- Horton, R. E. (1945). *Erosional development of streams and their drainage basins: hydrophysical approach to quantitative morphology. Bulletin of the geological Society of America. vol. 56, pp. 275-370.*
- Manly, B. F. J. (1986). *Multivariate statistical methods: a primer. New York. Chapman and Hall Ltd.*
- Meisels, A.; Raizman, S.; Karnieli, A. (1995). *Skeletonizing a DEM into a drainage network. Computers & Geosciences. vol. 21, n. 1, pp. 187-196.*
- Miller, V. C. (1953). *A quantitative geomorphic study of drainage basins characteristic in the Clinch Mountain área. Technical report, vol. 3.*
- Miller, J. R.; Ritter, J. B. (1996). *An examination of the Rosgen classification of natural rivers. Catena, vol. 27, pp. 295-299.*
- Morisawa, M.E. (1962). *Quantitative geomorphology of some watersheds in the Appalachian Plateau. Geological Society of America Bulletin. Vol. 73, n. 9, pp. 1025-1046.*
- NG, K.Y. (2006). *Landslide locations and drainage network development: a Case Study of Hong Kong. Geomorphology, vol. 76. pp. 229-239.*
- Obi Reddy, G.; Maji, A.K.; Gajbhike, K.S. (2004). *Drainage morphometry and its influence on landform characteristics in a basaltic terrain, Central India – a remote sensing and GIS approach. International Journal of Applied Earth Observation and Geoinformation, vol. 6, pp. 1-16.*
- Osterkamp, W. R. (2002). *Geoindicators for river and river-valley monitoring in the humid tropics. Environmental Geology, vol. 42, pp. 725-735.*
- Ribeiro, R.P.; Rodrigues, J.E. (2004). *Use of Terrain Evaluation Techniques in the Study of Drainage Network Changes in Microbasins of the Capivari River Basin, State of São Paulo, Brazil. Bulletin of the Engineering Geology and the Environment, vol. 63, pp. 41-50.*

- Rosgen, D. L. (1994). *A classification of natural rivers*. Catena, vol. 22, pp. 169-199.
- Rosgen, D. L. (1996). *A classification of natural rivers: reply to the comments by Miller and J. B. Ritter*. Catena, vol. 27, pp. 301-307.
- Schumm, S. A. (1956). *Evolution of drainage systems and slopes in badlands at Perth Amboy, New Jersey*. Bulletin of the geological Society of America, vol. 67, pp. 597-646.
- Sheng, T.C.; Barrett, R.E.; Mitchell, T.R. (1997). *Using geographic information systems for watershed classification and rating in developing countries*. Journal of Soil and Water Conservation, vol. 52, n. 2, pp. 84-89.
- Strahler, A. N. (1957). *Quantitative analysis of watershed geomorphology*. Transaction of the American Geophysical Union, vol. 38, n. 6, pp. 913-920.
- Tucker, G. E.; Catani, F.; Rinaldo, A.; Bras, R.L. (2001). *Statistical analysis of drainage density from digital terrain data*. Geomorphology, vol. 36, pp. 187-202.
- Wood-Smith, R. D.; Buffington, J. M. (1996). *Multivariate geomorphic analysis of forest streams: implications for assessment of land use impacts on channel condition*. Earth surface processes and landforms, vol. 21, pp. 377-393.
- Yin, Z. Y.; Wang, A. X. (1999). *A cross-scale comparison of drainage basin characteristics derived from digital elevation models*. Earth surface processes and landforms, vol. 24, pp. 557-562.



XIV Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica

III Simpósio Brasileiro de Jovens Geotécnicos

III Simpósio Brasileiro de Investigação de Campo

23 a 26 de Agosto de 2008

Armação dos Búzios, R.J.



PRINCIPAIS TEMAS:

- Barragens e Obras de Terra
- Geotecnia de Mineração
- Geotecnia Ambiental
- Geossintéticos
- Infra-estrutura Urbana
- Encostas e Escavações
- Dutos e Geotecnia Marinha
- Mecânica dos Pavimentos
- Engenharia de Rochas
- Investigações Geotécnicas
- Fundações
- Casos de Obras e Acidentes

DATAS LIMITES:

- **Envio de Resumos:** 08/ 10/ 2007
- **Resposta dos Resumos:** 30/ 11/ 2007
- **Envio dos Artigos:** 30/ 03/ 2008
- **Resposta dos Artigos:** 30/ 05/ 2008

LOCAL:

Hotel Atlântico Búzios, situado na Baía da Armação dos Búzios.

<http://www.atlanticobuzios.com.br>



↓ **ORGANIZAÇÃO:**



Núcleo Regional Rio de Janeiro

INFORMAÇÕES:

E-mail:

nrrj.abms@veloxmail.com.br

Website:

www.cobramseg2008.com.br



Temos a satisfação de convidar a comunidade técnica e científica a participar do 12º Congresso Brasileiro de Geologia de Engenharia e Ambiental, a ser realizado na Praia de Porto de Galinhas, Pernambuco, Brasil, no período de 23 a 27 de novembro de 2008, quando serão comemorados os 40 Anos da ABGE.

O Congresso Brasileiro de Geologia de Engenharia e Ambiental é um evento consolidado no Brasil, com grande aceitação por parte da comunidade técnica e científica, como também pelas empresas de serviços e equipamentos que atuam nessas áreas e em áreas afins.

Local: HOTEL ARMAÇÃO DO PORTO

Período: 23 a 27 / 11 / 2008

DATAS IMPORTANTES:

Submissão de resumos 23/02/2008

Submissão do trabalho completo 23/06/2008

ESPERAMOS CONTAR COM SUA INDISPENSÁVEL PRESENÇA

<p>Comissão Organizadora Local:</p> <p>Margareth M. Alheiros Edmilson Santos de Lima Ana Patrícia N. Bandeira</p>	<p>Comissão Nacional:</p> <p>Maria Heloisa B. O. Frasca Marcelo Fischer Gramani Gerson Salviano de Almeida Filho</p>
<p>Secretaria Executiva:</p> <p>Factos - Promoção, Marketing e Eventos Rua Ernesto de Paula Santos, 1368 - 603/604, Boa Viagem 51021-330, Recife, PE, Brasil Fones: 55 (81) 3463.0871 Fax: 55 (81) 3463.0853 e-mail: cbge12@factos.com.br</p>	<p>Agência de Turismo:</p> <p>Agência Luck Viagens e Turismo Ltda. Rua Jornalista Paulo Bittencourt, 163 Derby 52010-260, Recife, Pernambuco, Brasil Fone 55(81) 3366.6222 Fax 55(81) 3366.6223 homepage: www.luckviagens.com.br</p>

Stress Wave

Lisbon | 2008



8-10 | September

The 8th International
Conference on the

Application of Stress Wave Theory to Piles

Science, Technology
and Practice



ISSMGE



SPG



INSTITUTO
SUPERIOR
TÉCNICO

Welcome to

Instituto Superior Técnico,
Universidade Técnica de Lisboa, Portugal
(High Technical Institute,
Technical University of Lisbon, Portugal)

Invitation

The International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (ISSMGE), the Portuguese Geotechnical Society (SPG) and Instituto Superior Técnico of the Technical University of Lisbon (IST/UTL), invite you to participate in the 8th International Conference on the Application of Stress Wave Theory to Piles that will be held in Lisbon from Sept. 8-10th, 2008.

Objectives and Themes

The main objective of the conference is to create a forum for exchange of ideas and experience between researchers, equipment manufacturers and practicing engineers regarding the application of stress-wave theory to piles and other relevant problems and developments on dynamic testing and its relation to the foundation engineering.

In order to widen the contribution of all participants, the conference format will comprise parallel sessions. State-of-the-art presentations of technological developments will also be featured. The conference will also include invited keynote lecturers and presentation and discussion of selected papers in plenary sessions.

Themes will address the following:

1. Wave mechanics applied to pile engineering
2. Relationship between static resistance to driving and long-term static soil resistance
3. Case histories involving measurement and analysis of stress waves
4. Dynamic monitoring of driven piles
5. Dynamic soil-pile interaction models. Numerical and physical modelling
6. High-strain dynamic load test
7. Low-strain integrity test
8. Rapid-load test
9. Monitoring and analysis of vibratory driven piles
10. Correlation of dynamic and static load tests
11. Quality assurance of deep foundations using dynamic methods
12. Incorporation of dynamic testing into design codes and testing standards
13. Ground vibrations induced by pile motions

Call for Abstracts

Prospective authors are asked to submit a one-page abstract of between 250-500 words, before June 1st, 2007. Detailed instructions can be found at the conference web page.

Prof. Jaime Santos
Instituto Superior Técnico, DECivil
Av. Rovisco Pais 1049-001 Lisboa – PORTUGAL
Tel: (+351) 21 841 8418; Fax: (+351) 21 841 8427
Email: sw2008@civil.ist.utl.pt
Webpage: www.civil.ist.utl.pt/sw2008

A Geogrelha certa para cada aplicação



Fortrac®

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

HaTelit®

Geogrelha resistente à fadiga, com revestimento betuminoso altamente aderente às camadas asfálticas, ideal para o reforço de concreto asfáltico em 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) 219373648
E-mail: engico@engico.pt

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
Baixo do Maculuso - Município da Ingombota
LUANDA
Tel.: (244) 222445693
Fax: (244) 222445693
E-mail: coba-angola@netcabo.co.ao

MOÇAMBIQUE

Av. da Namaacha, Km 6
Complexo CMC escritório nº44 - Matola
Tel.: (258-21) 780909, Tel.: (258) 824099605
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

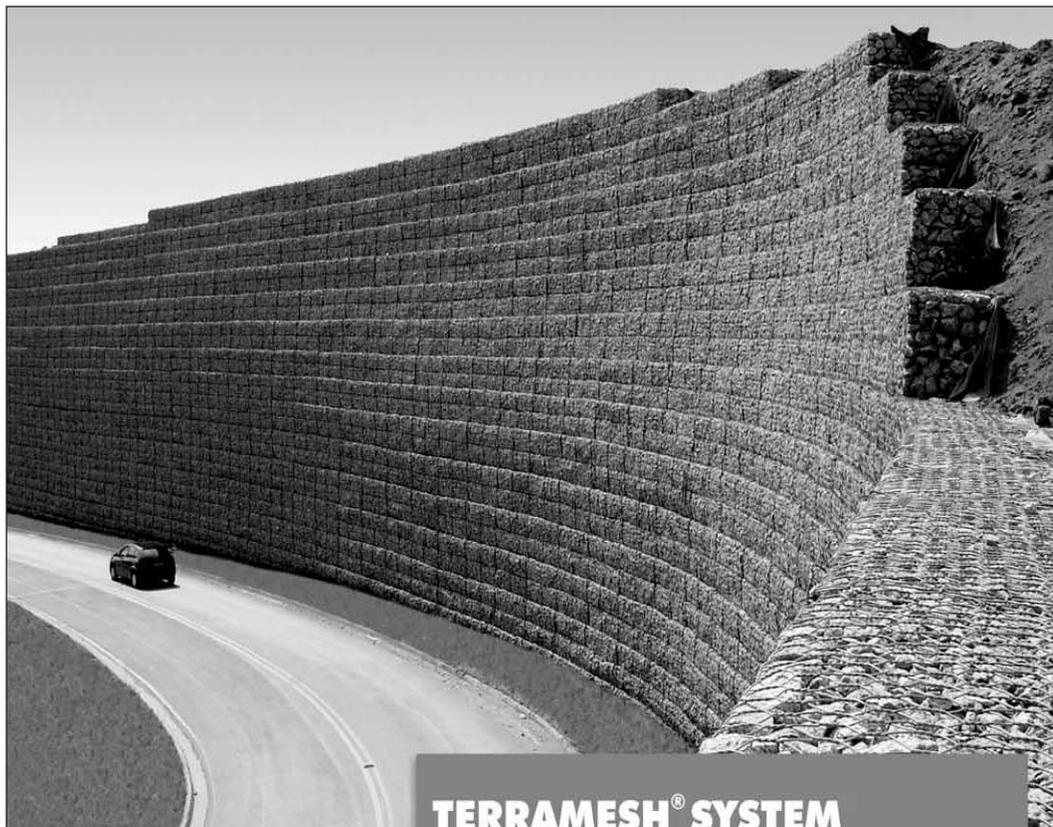
São Paulo
COBA S/C Ltd. - Rua Cordeal Arco Verde
1745 Cj. 94, Bloco A, Pinheiros
São Paulo CEP 05407 - 002
Tel.: (55 11) 381 55 416
Fax: (55 11) 381 52 249

Fortaleza

Av. Senador Virgílio Távora 1701, Sala 408
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 - United Arab Emirates
Tel.: (971) 2 627 0088
Fax: (971) 2 627 0087



TERRAMESH® SYSTEM **estruturas em solo reforçado**

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

MACCAFERRI

BRASIL

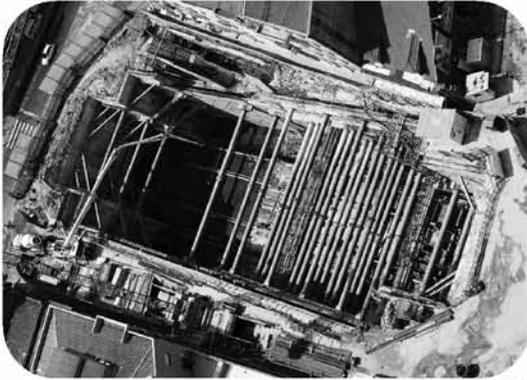
Phone: 55 (11) 4589-3200
Fax: 55 (11) 4582-3272
e-mail: maccaferri@maccaferri.com.br
Site: www.maccaferri.com.br

PORTUGAL

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



Engenharia Geotécnica



ESTRUTURAS DE SUPORTE - FUNDAÇÕES



GEOTECNIA RODOVIÁRIA - TÚNEIS



FISCALIZAÇÃO DE OBRAS GEOTÉCNICAS

CENORGEO – Engenharia Geotécnica, Lda
Grupo CENOR www.cenor.pt

Rua das Vigias - Lote 4.25.01A - Piso 1 Parque das Nações 1990 - 506 Lisboa
Tel. 218437300 - Fax 218437317 cenorgeo@cenorgeo.pt

ISO 9001
BUREAU VERITAS
Certification





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

Certificada ISO 9001 por



Geocontrole



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


Geocontrole
Geotecnia e Estruturas de Fundação SA

GEOMECC

*Ensaio Dinâmicos em
Fundações Profundas*

*Consultoria em Engenharia
Geotécnica e de Fundações*

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





Engenharia Geotécnica



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

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

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

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

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

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

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



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.



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

ENSAIOS IN-SITU *IN-SITU TESTS*

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

INSTRUMENTAÇÃO GEOTÉCNICA *GEOTECHNICAL INSTRUMENTATION*

Estudo
Projeto
Instalação de Instrumentação de auscultação
(importação direta)

0800 979 3436

www.deltageo.com.br

deltageo@deltageo.com.br

Phone: +55 11 8133 6030

Skype: lcgarab

Radio: 55*7*58920 Nextel

MSN: lcgarab@hotmail.com

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



DeltaGeo Multipurpose Site Investigation Rig 20M

oficina de textos

Comprehensive books on Brazilian Geotechnical Engineering (in Portuguese). Professional and text books. We also publish books on Geology, Geography, Environment and Remote Sensing.

Editora determinada a consolidar e divulgar a extraordinária experiência brasileira em Engenharia Geotécnica.

Textos universitários e profissionais. Conheça também nossos livros em Geologia, Geografia, Meio Ambiente e Sensoriamento Remoto.

Tel.: +55 (11) 3085-7933
Site: www.ofitexto.com.br

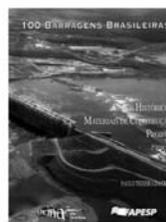
UNIVERSITÁRIO
Curso Básico de Mecânica dos Solos com Exercícios Resolvidos (3ª ed.)
Carlos de Sousa Pinto



PROFISSIONAL
Patologia das Fundações
Jarbas Milititsky
Nilo Consoli
Fernando Schnaid



PROFISSIONAL
Instrumentação e Segurança de Barragens de Terra e Enrocamento
João Francisco A. Silveira



PROFISSIONAL
100 Barragens Brasileiras: Casos Históricos, Materiais de Construção, Projeto (2ª ed.)
Paulo Teixeira da Cruz

tgeotecnia

na génese da
construção

dstgroup



Onde a engenharia começa.

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

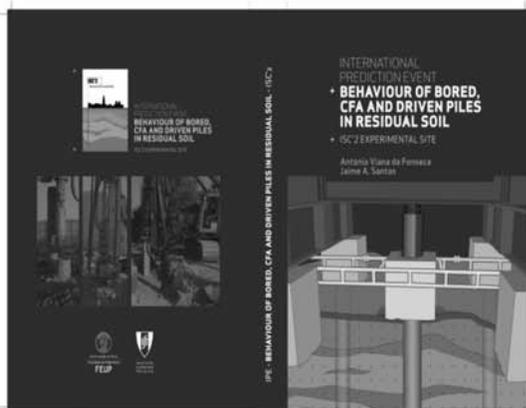
A tgeotecnia, apresenta-se no mercado nacional e espanhol com um vasto leque de soluções, dotada da mais avançada tecnologia e quadros competentes, indispensáveis à elaboração de estudos, projectos e obras geotécnicas. Actualmente, a tgeotecnia dedica-se a todo o tipo de trabalhos desde a prospeção geológico-geotécnica,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

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

tgeotecnia
Na génese da construção.

a dst group company

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



INTERNATIONAL PREDICTION EVENT
behaviour of Bored, CFA and Driven Piles in Residual Soil
EXPERIMENTAL SITE - ISC'2

September 2008 / 240x170 / 688 pages

BN: 978-972-752-104-3

BN: 978-989-95625-1-6



About this book

In the preparation of the 2nd International Conference on Site Characterization (ISC'2), held in Sept. 2004 at the Faculty of Engineering of the University of Porto (FEUP), Portugal, an experimental site, here situated, was launched for the purpose of organizing an international PPE, organized by FEUP and Instituto Superior Técnico of the Technical University of Lisbon under the auspices of TC-16 and TC-18 of ISSMGE. A very extensive site characterization including a large variety of in-situ tests and also pile load tests were prepared in this experimental site, under the sponsorship of 4 construction companies.

In the experimental site, 3 different kinds of piles were executed: bored piles with temporary casing, continuous flight auger, CFA, piles (bored - drilled shafts - and CFA piles with circular section - nominal diameter $\varnothing 600\text{mm}$) and driven piles (with square section - width $B=350\text{mm}$). These 3 different types of piles were loaded axially side by side up to failure (piles E9-bored, T1-CFA and C1-driven).

The participants were provided information on pile geometry, soil profile, equipment and high strain dynamic tests results. They were challenged to predict the static load bearing behaviour of piles including:

- (i) a table giving load vs. settlement at the pile head;
- (ii) parameters and models used;
- (iii) calculation methodology;
- (iv) pile base resistance and shaft resistance, separately if applied;
- (v) ultimate compressive resistance and criteria used to determine such resistance;
- (vi) allowable bearing capacity and factor of safety used to determine such capacity;
- (vii) explanation of the method used to reach all the previous items.

A total of 32 predictions were received from 17 countries.

In this book, the authors and responsible for the exercise, describe the process, present the available data, which was accessible by request to the participants, compile the received predictions - including the received documents in annex (when permitted by the predictors) - present the results of the tests, with the utmost and possible detail, and analyse them.

Discussion is made on the reasons that may explain some surprising deviations. Some recent analysis, which were presented in recent published papers, are included giving emphasis to the interpretation of the pile head load-settlement curve and the determination of the shaft and toe resistances, apart from the toe residual load.

Authors:

António Viana da Fonseca - DSc, Associate Professor - Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto

Jaime A. Santos - DSc, Associate Professor - Instituto Superior Técnico da Universidade Técnica de Lisboa

Contacts:

Prof. António Viana da Fonseca
Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto
Rua Dr. Roberto Frias s/n
4200-465 Porto, Portugal
e-mail: viana@fe.up.pt ; FAX: +351225081446

Prof. Jaime A. Santos
Instituto Superior Técnico da Universidade Técnica de Lisboa
Av. Rovisco Pais
1049-001 Lisboa, Portugal
e-mail: jaime@civil.ist.utl.pt

INSTRUÇÕES PARA APRESENTAÇÃO DE ORIGINAIS

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

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

A decisão de publicar um trabalho na revista compete à Comissão Editorial, competindo-lhe também a respectiva classificação. Cada trabalho será analisado por pelo menos três revisores. Os pareceres dos revisores serão apresentados no prazo de dois meses.

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

A redacção dos trabalhos deverá respeitar os seguintes pontos:

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

Outras informações e esclarecimentos podem ser pedidos para:

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

- 5 **Caracterização da formação "Areolas da Estefânia" a partir da modelação numérica do ensaio pressiométrico**
Pedro Guedes Melo
- 23 **Comportamento contrátil de barreiras selantes de solo laterítico arenoso estabilizado**
Otoniel Pereira da Costa, Jair Camacho, José Augusto de Lollo
- 39 **Comportamento de um modelo de laboratório em solo grampeado**
Fagner Alexandre Nunes de França, Benedito de Souza Bueno
- 55 **Interação de compostos orgânicos voláteis da gasolina com três tipos de solos. Parte I – Desenvolvimento do estudo de retenção**
Celeste Jorge, Cosme R. Moura, M. Lurdes Lopes, António Gomes Coelho
- 85 **Interação de compostos orgânicos voláteis da gasolina com três tipos de solos. Parte II – Simulação laboratorial de descontaminação**
Celeste Jorge, Cosme R. Moura
- 109 **Ensaio de arrancamento de pequeno porte para estudo de reforço de pavimentos**
Julio A. Zambrano Ferreira, Benedito de Souza Bueno, Jorge G. Zornberg
- 125 **Análise estatística multivariada de alterações na rede de drenagem de microbacias hidrográficas**
Eduardo Goulart Collares, José Eduardo Rodrigues, Rogério Pinto Ribeiro