

120 Novembro
2010

GEOTECNIA

Revista Luso-Brasileira de Geotecnia



Sociedade Portuguesa de Geotecnia



Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica



Associação Brasileira de Geologia de Engenharia e Ambiental



DIRECTOR:

António Silva Cardoso, FEUP

DIRECTOR - ADJUNTO:

Lázaro Zuquette, USP

COMISSÃO EXECUTIVA:

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

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

COMISSÃO EDITORIAL 2009-2010

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

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



SPG

a/c LNEC

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



ABMS

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



ABGE

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

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

Edição parcialmente subsidiada pelo LNEC, FCT.

Execução gráfica: Impressão na Cor Comum em Portugal.

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

- 3** **Análise por árvore de eventos:
ferramenta para gestão de risco
em barragens de terra**
- Terezinha Espósito
Mauro Naghettini
Josias Ladeira
Laura Caldeira**
- 25** **Avaliação geotécnica e cartografia
aplicada de esporões na região
de Espinho (NW de Portugal)**
- Ana Pires
Helder I. Chaminé
Fernando Santiago Miranda
Alberto Gomes**
- 49** **Melhoramento do desempenho
de misturas de solo-cimento com
recurso a activadores de baixo custo**
- Maria de Lurdes Cruz
Said Jalali**
- 65** **Lucubrações sobre modelos
de equilíbrio limite de resistência
de descontinuidades em maciços
rochosos**
- Manuel J. A. Leal Gomes**
- NOTA TÉCNICA**
- 89** **Avaliação geológico-geotécnica
aplicada à instalação de postos
de combustíveis em Rio Claro
(SP), Brasil**
- José Eduardo Zaine
Debora Takie Yamada
Suseli de Marchi Santos**

ANÁLISE POR ÁRVORE DE EVENTOS: FERRAMENTA PARA GESTÃO DE RISCO EM BARRAGENS DE TERRA

Event Tree Analysis: a tool for managing risk of earth-dam failures

Terezinha Espósito*

Mauro Naghettini **

Josias Ladeira ***

Laura Caldeira ****

RESUMO – Apresenta-se nesse artigo uma avaliação crítica de um dos instrumentos que vem sendo empregado em análise de risco, no contexto da gestão de segurança de barragens de terra. Trata-se da análise por Árvore de Eventos, ou simplesmente ETA, da terminologia inglesa Event Tree Analysis. Inicialmente, a fundamentação probabilística da análise por Árvore de Eventos é apresentada, procurando evidenciar os principais atributos da sistematização de ocorrências, efeitos e suas respectivas probabilidades, dentro do quadro de avaliação da segurança de barragens de terra. Em seguida, a metodologia ETA é aplicada, de forma semi-quantitativa, a uma barragem brasileira, em operação, restringindo-se à estimação da probabilidade de ruptura decorrente de erosão tubular regressiva, ou *piping*, pela barragem, pela fundação e da barragem para a fundação. Por fim, é realizada uma análise crítica do uso desse método, tendo em vista o estudo do caso proposto, como uma forma de gerar, além das probabilidades, outras informações potencialmente úteis na gestão da segurança global da barragem.

SYNOPSIS – This paper aims to provide an evaluation of one of the instruments that has been employed in risk analysis, as applied in the context of the safety management of earth dams, namely the Event Tree Analysis or simply the ETA method. First, the probabilistic foundations of ETA are presented, focusing on the main attributes of the logical links among occurrences, effects and their respective probabilities, within the framework of earth dam safety evaluation. In the sequence, the ETA method is applied, in a semi-quantitative approach, to a large Brazilian dam which is currently in service. This application was restricted to estimating the probability of dam failure resulting from piping through the embankment itself, through the foundation and from the dam to the foundation. Finally, a critique of the ETA method is provided, on the basis of the case study in focus, as a form to generate more information, other than the computed probabilities, which can be potentially useful for managing the global dam safety.

PALAVRAS CHAVE – Barragens, gestão de segurança, análise de risco, árvore de eventos.

* Professora Adjunto do Departamento de Engenharia de Transportes e Geotecnia, Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais. E-mail: esposito@etg.ufmg.br

** Professor Associado do Departamento de Engenharia Hidráulica e Recursos Hídricos, Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais. E-mail: naghet@netuno.lcc.ufmg.br

*** Professor do Centro Universitário UNA. E-mail: proqual@uol.com.br

**** Investigadora Coordenadora do Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC)
E-mail: laurac@lnec.pt

1 – INTRODUÇÃO

No âmbito das barragens de terra e de enrocamento pode-se dizer que a competência da engenharia brasileira em planejamento, projeto e construção é reconhecida mundialmente. Entretanto, ainda existem barragens sem critérios de projeto e de construção, sem uma correta inspeção e manutenção e sem uma gestão de segurança. Nesse contexto, há que reconhecer a experiência mundial, que mostra que os custos necessários à real garantia de segurança de uma barragem são pequenos se comparados com aqueles que se seguem em caso de uma ruptura (Menescal, 2004).

Segundo o Ministério da Integração Nacional (2002), uma barragem segura é aquela cujo desempenho satisfaz as exigências de comportamento necessárias para evitar incidentes e acidentes relacionados a aspectos estruturais, econômicos, ambientais e sociais. No Brasil podem ser destacadas ações governamentais voltadas para a segurança de barragens totalmente em consonância com as diretrizes da ICOLD (Comissão Internacional de Grandes Barragens) e do CBDB (Comitê Brasileiro de Barragens). Nessas ações são evidenciados o cadastramento das barragens nacionais, a elaboração e a divulgação de procedimentos para a realização de inspeção de segurança em barragens, o treinamento de técnicos e a realização de inspeção em barragens por especialistas. Vale também ressaltar que já foi sancionado um arcabouço legal/institucional, a Lei 12.334 de 20 de setembro de 2010, que estabelece a Política Nacional de Segurança de Barragens destinadas à acumulação de água para quaisquer usos, à disposição final ou temporária de rejeitos e à acumulação de resíduos industriais, cria o Sistema Nacional de Informações sobre Segurança de Barragens e altera a redação do art. 35 da Lei no 9.433, de 8 de janeiro de 1997, e do art. 4o da Lei no 9.984, de 17 de julho de 2000.

A tendência da disseminação da cultura de segurança e de gestão de riscos em relação às barragens é mundial. Cita-se, por exemplo, a legislação portuguesa (RSB, 1990) que já corrobora neste sentido, quando afirma que a segurança das barragens constitui uma preocupação permanente para as entidades públicas e privadas, tendo em vista os riscos potenciais que representam as possibilidades de ruptura.

Pode-se dizer que essa gestão de risco é totalmente procedente, uma vez que o risco é inerente às obras geotécnicas e às estruturas hidráulicas. Na realidade, nenhum projeto geotécnico é livre de risco. Esse risco pode ser gerido, minimizado, partilhado, transferido ou aceito, porém nunca ignorado (Latham, 1994). Tem-se, portanto, que a gestão da segurança de barragens é intrinsecamente um problema de gestão do risco e, por conseguinte, de tomada de decisões, considerando as incertezas. De forma geral, as atividades relativas à gestão do risco englobam a análise de riscos, a apreciação do risco, a tomada de decisão e o controle (Caldeira, 2005). Nesse sentido, pode-se dizer que as análises de riscos podem ser qualitativas, semi-quantitativas e quantitativas, e funcionam como um complemento das abordagens tradicionais de avaliação de segurança das barragens.

Inserido neste contexto encontra-se este artigo, cujo objetivo é o de apresentar a Análise por Árvore de Eventos (ETA – Event Tree Analysis), enfatizando o seu embasamento probabilístico e a sua funcionalidade como ferramenta de análise de risco em barragens de terra. Essa metodologia quantitativa de análise de risco é aplicada, dentro de uma abordagem semi-quantitativa, a uma barragem brasileira, em operação. No caso específico deste trabalho, a aplicação se restringiu à estimação da probabilidade de ruptura em relação à chamada erosão tubular regressiva ou simplesmente *piping*.

2 – ÁRVORE DE EVENTOS (EVENT TREE ANALYSIS - ETA)

2.1 – Considerações sobre as Árvores de Eventos

A metodologia da Árvore de Eventos foi desenvolvida no início dos anos 1970 para avaliação de riscos relativos às centrais nucleares. Atualmente tem um vasto campo de aplicações na Enge-

nharia Civil, como, por exemplo, na avaliação de segurança contra incêndios e nas operações de rede de abastecimento.

Segundo Berthin e Vaché (2000) *apud* Caldeira (2005), a análise por Árvore de Eventos se baseia num esquema lógico, que permite ligar, por método indutivo, os acontecimentos iniciadores às consequências que podem provocar, calculando as probabilidades associadas.

A Árvore de Eventos é um caso particular de análise por Árvore de Decisão. Nessas análises são consideradas as incertezas inerentes ao processo de decisão, permitindo a determinação do risco associado a cada decisão alternativa, assim como medidas de controle e de minimização. Segundo Ang e Tang (1990), esse tipo de análise deve incluir os seguintes componentes:

- Relação de todas as alternativas praticáveis.
- Resultados de cada alternativa.
- Estimativa da probabilidade associada a cada resultado.
- Avaliação das consequências relativas a cada combinação de alternativa e de resposta.
- Critério para decisão.
- Avaliação sistemática de todas as alternativas.

As Árvores de Eventos são construídas, de modo geral, através de sistemas binários ou dicotômicos, onde apenas se admite a ocorrência do evento, ou a sua não ocorrência, numa determinada sequência. Sua construção é sequencial, sendo conduzida da esquerda para a direita, em uma série de possíveis episódios decorrentes do evento iniciador. Inicializa-se por um evento iniciador, sendo os eventos subsequentes produzidos de acordo com a ordem das respectivas ocorrências. Ramo é a designação de cada trajeto que parte do evento iniciador. Trata-se, na realidade, de ligações gráficas, iniciando no evento iniciador (nó de possibilidades comum) até o ponto terminal (Caldeira, 2005).

O sucesso ou falha de cada estágio deve ser cuidadosamente definido para garantir que o evento em potencial estágio de falha esteja relacionado fisicamente ao desenvolvimento do fenômeno em estudo e não inclua ações relacionadas à operação ou ao tratamento remediador de eventos desfavoráveis. Nesse sentido, o conhecimento dos fenômenos físicos relacionados aos eventos em análise devem ser estudados e compreendidos. Pode-se dizer que a aplicação desse método pressupõe o correto entendimento dos eventos relacionados ao sistema, devendo ser claramente definidos na abrangência do processo em análise e não entendidos apenas como a descrição dos estágios de funcionamento desse sistema. Assim, na identificação da sequência de eventos deve-se evitar a descrição de eventos que não estejam relacionados fisicamente ao fenômeno.

A Análise por Árvore de Eventos destaca-se como ferramenta na análise de risco, pois possibilita um adequado entendimento, por ser gráfica, proporcionando discernimento qualitativo do desenvolvimento do fenômeno em estudo. Pode ser usada para avaliar qualitativamente a confiabilidade do sistema pela comparação com a avaliação realizada por outros métodos. A Árvore de Eventos é particularmente adequada para a análise de sistemas que integram diversos componentes de segurança. O método pressupõe que se consiga identificar, para cada subsistema em análise, os acontecimentos iniciadores que podem induzir a falhas, particularmente as relevantes para o comportamento global do sistema. O método permite estimar a probabilidade de ocorrência de sequências de eventos, podendo, assim, ser aplicado também no âmbito das análises semi-quantitativas e quantitativas.

Como vantagens em relação à sua utilização podem ser citadas:

- Contempla o projeto, a construção e o desempenho da barragem.
- Considera detalhes de projeto, como o uso de filtros.
- Possibilita o desdobramento em componentes menores, as quais podem resultar em estimativas mais confiáveis das probabilidades associadas aos eventos.
- É um meio lógico e gráfico de ilustrar a sequência de eventos, desde o seu início até completar o conjunto de possíveis resultados.

- Nos casos em que a sequência de eventos é conhecida, o processo de construção da Árvore de Eventos ilustra graficamente o que é conhecido acerca de possíveis modos que o sistema pode desenvolver, dadas as condições de operação e o início do evento.
- Por ser um processo de modelagem indutiva, a análise por Árvore de Eventos possibilita identificar situações nas quais as sequências de eventos não são conhecidas com certeza, mas podem ser reveladas pelo estudo e conhecimento prévio de especialistas e profissionais experientes.

Numa Árvore de Eventos a probabilidade de ocorrência de qualquer fato é condicionada pelos eventos precursores. O processo de cálculo é efetuado após atribuição da probabilidade a cada evento individual. A probabilidade de cada ramo é a probabilidade de que a ruptura ocorra como resultado da cadeia particular de eventos considerada. A probabilidade total da ruptura da barragem é a soma das probabilidades de todas as cadeias de eventos que levam à ruptura.

As Árvores de Eventos podem incluir a avaliação das consequências, através da Árvore de Consequências, a qual se baseia nas considerações envolvidas para a estimativa das consequências de rupturas.

Pode ser utilizado também um Diagrama de Influências, onde se apresenta, de forma simples, a lógica do sistema, as influências e as incertezas que afetam seu desempenho, utilizando-se os parâmetros mais relevantes.

2.2 – Considerações sobre a utilização da Árvores de Eventos em barragens de terra

O método de Árvore de Eventos foi primeiramente aplicado às barragens, com o propósito de avaliação de risco, por Whitman (1984) *apud* Hartford e Baecher (2004). Alguns exemplos de aplicação desse método são: a análise de risco da barragem de Cousier, estudo feito por BC Hydro (1995) *apud* Hartford e Baecher (2004); o estudo de barragem projetada, realizado por Landon-Jones *et al.* (1996) *apud* Hartford e Baecher (2004) e o estudo de três núcleos de terra em barragem de enrocamento na Noruega, elaborado por Johansen *et al.* (1997) *apud* Hartford e Baecher (2004). Nesses estudos, a Árvore de Eventos foi usada, em uma primeira etapa, para avaliar o início de *piping* e uma possível intervenção para se evitar a ruptura das respectivas barragens.

A aplicação da Árvore de Eventos no âmbito das barragens de terra envolve a modelação da barragem como um sistema constituído por vários subsistemas, com funções individuais bem definidas, que asseguram a funcionalidade daquela estrutura. Essa metodologia, quando usada de forma qualitativa, visa contribuir para o melhor desempenho da barragem, identificando e dimensionando medidas de mitigação do risco. A sua utilização de forma quantitativa implica a associação de um valor apropriado de probabilidade a cada ramo da árvore. A estimativa desta probabilidade, efetuada de forma separada ou conjunta, pode ser realizada através de análises estatísticas, modelos de confiabilidade, análises por Árvores de Falhas ou pela prescrição de probabilidades subjetivas, extraídas da opinião qualificada de peritos (Caldeira, 2005).

Uma interpretação qualitativa parte, em geral, do pressuposto de que todos os acontecimentos iniciadores são possíveis. Essa interpretação visa estimar as probabilidades de ruptura e das sequências e combinações de eventos, a partir da probabilidade de ocorrência dos acontecimentos iniciadores. Para que o processo de estimativa de probabilidades seja útil e válido, o método deve ter como princípios a reprodutibilidade, o tratamento de incerteza e a validação. A reprodutibilidade significa que o modelo deve ser reproduzido e chegar aos mesmos resultados. Portanto, esse modelo deve ser bem especificado e os dados devem estar disponíveis a quem o pratica. Complementarmente, as análises devem deixar claras as fontes, a natureza e as magnitudes de incertezas. A validação significa que as análises devem ser acessíveis e fáceis de serem entendidas e comprovadas (Ladeira, 2007).

A Árvore de Eventos é uma forma conveniente de desagregar as sequências de ruptura em partes e de combinar os resultados obtidos por essas partes para calcular a confiabilidade de um sistema global. O nível de desagregação depende da disponibilidade de dados sobre as componentes em estudo, de modelos ou de técnicas analíticas para a sua análise, de parâmetros e de hipóteses específicas para avaliação, da extensão dos conhecimentos da equipe envolvida e da grandeza das probabilidades associadas ao modo de ruptura em estudo. No caso de uma barragem isso pode não ser tão simples. Porém, a própria atividade de construção de uma Árvore de Eventos é altamente instrutiva, podendo conduzir à ponderação de aspectos que talvez não fossem considerados em outras análises (Caldeira, 2005).

Ladeira *et al.* (2007, 2008) citam, também, que a Árvore de Eventos se apresenta como uma ferramenta muito eficaz na análise de risco de barragens, pois possibilita um adequado entendimento, proporcionando discernimento qualitativo do desenvolvimento do fenômeno em estudo. Pode ser usada para avaliar qualitativamente a confiabilidade do sistema e comparada com a avaliação realizada por outros métodos. É um meio lógico e gráfico que ilustra a sequência de eventos desde o seu início até completar o conjunto de possíveis resultados.

No caso específico das barragens, Hartford e Baecher (2004) ressaltam que, tipicamente, as rupturas estruturais podem ser amplamente agrupadas em três modos principais:

- Rupturas hidráulicas, devidas à falta de controle do fluxo da água através do maciço.
- Movimento de massas, devido a cargas extremas
- Distribuições anormais de tensões no maciço e consequente deterioração da matriz do solo, podendo levar à condição de erosão interna.

Esses três modos de ruptura podem ser iniciados por mais de uma causa, podendo ser construída a Árvore de Eventos para cada combinação de modo de ruptura e evento iniciador. Cada ramo da árvore dará uma sequência ou mecanismo único de ruptura. Por isso, para a sua construção é necessário ter prévio conhecimento do mecanismo de ruptura em estudo. O modo de ruptura por *piping*, por exemplo, é escassamente compreendido e modelado.

Entretanto, podem ser encontrados estudos de risco aplicados na avaliação de formação de *piping* nas publicações de Vick e Stewart (1996), na barragem de Cousier (BC Hydro); Johansen, Vick e Rikartsen (1997), nas barragens de Viddals, Dravladals-Svartevatn (NGI); Von Thun (1999), na barragem de Navajo (USBR) e Luehring, Russell, e Mares (2000), na barragem de Como *apud* Hartford e Baecher (2004). Nesses estudos, foram identificados seis eventos no caminho crítico que leva à formação de *piping*:

- Existência de fluxo concentrado de água no interior do maciço ou na fundação.
- Início de formação de *piping* por gradiente hidráulico crítico ou de velocidade de percolação de água suficiente para sua inicialização.
- Ocorrência de erosão na base do barramento, ou de algum outro ponto do maciço que venha a erodir, originada pela percolação de água descontrolada.
- Existência de potencial de intervenção, porém não praticada no tempo adequado.
- Entubamento contínuo (*pipe*), que se forma no maciço ou na fundação, permitindo a aceleração da erosão.
- Ocorrência de brecha, pela formação de um canal contínuo ou pelo colapso da crista, com vertimento de grande quantidade de água do reservatório.

A probabilidade de ruptura pode alterar-se com o tempo. Portanto, a probabilidade de ruptura por *piping* pode ser baixa em um dado momento, mas pode aumentar com o passar do tempo. Assim, devem ser incorporadas, em qualquer momento, as mudanças nos fatores que afetam as rupturas.

Durante a construção da Árvore de Eventos, que contempla a ruptura por *piping*, alguns aspectos devem ser considerados:

- Os resultados dependem da equipe de analistas.
- Caso a equipe disponha de dados limitados a partir dos quais possa estimar as probabilidades de progressão de rupturas até a formação da brecha, como geralmente se verifica, o seu uso fica limitado a cenários de início de *piping*. Entretanto, os resultados têm melhorado segundo trabalhos realizados por Wan e Fell (2002 e 2003) *apud* Hartford e Baecher (2004).
- Os resultados de avaliação da equipe de especialistas podem não ser voltados em direção às rupturas, sendo as probabilidades de *piping* superestimadas.

De forma geral, pode-se dizer que, por meio das Árvores de Eventos, são determinadas as probabilidades de ruptura que incidem sobre os aspectos relacionados com a resposta da própria barragem à sua estabilidade. Ressalta-se que o objetivo final de uma Árvore de Eventos é proporcionar indicações sobre o funcionamento da barragem, tendo em vista as incertezas associadas ao seu desempenho. Nesse sentido, a probabilidade de ruptura deve refletir a incerteza agregada ao próprio desempenho da barragem, do ambiente onde está inserida e dos processos naturais e humanos que a podem afetar (Caldeira, 2005).

Deve ser destacado que, numa análise por Árvores de Eventos, podem ser também incluídas avaliações das consequências, ou seja, dos custos ou dos benefícios associados a cada evento terminal. No caso dessas análises não serem incorporadas num primeiro momento, as consequências podem ser posteriormente avaliadas, tendo como base os efeitos de ondas de inundação. Neste artigo, são apresentadas as probabilidades de ruptura, não tendo sido incorporadas as análises de consequências. Por fim, um outro aspecto muito importante a ser evidenciado é a consistente fundamentação probabilística dessa metodologia (Ladeira, 2007; Ladeira *et al.*, 2007 e Ladeira *et al.*, 2008).

2.3 – Fundamentação probabilística do método da Árvore de Eventos

A aplicação do método da Árvore de Eventos pressupõe o entendimento da teoria das probabilidades a ele aplicada. Assim, é fundamental entender os princípios associados ao acontecimento aleatório simples, que advém da teoria de probabilidades. A Árvore de Eventos demonstra relações de causalidade, em que a realização do evento *A* influencia a probabilidade do evento *B*, conforme o cálculo de probabilidades condicionais pelo Teorema de Bayes (equação 1). A influência de causalidade implica também a reversão de sentido dessa causalidade.

$$P(A|B) = \frac{P(B|A)P(A)}{P(B|A)P(A) + P(B|\bar{A})P(\bar{A})} \quad (1)$$

A ordem de eventos pode ser rearranjada, conforme o propósito em estudo. De acordo com a teoria de probabilidades, somente as probabilidades dentro da árvore são condicionais, os eventos não necessariamente necessitam ser causa e efeito. Esse princípio aplica-se mesmo sabendo que um evento *A* influencia, em alguma proporção, a ocorrência do evento *B*.

Esse conceito é mostrado na Figura 1, em que a frequência de ocorrência de um abalo sísmico, de determinada magnitude, pode causar liquefação no solo. Pode ser observado que na árvore da esquerda, na Figura 1, o solo se liquefaz se houver abalo sísmico maior que *m*, com a seguinte notação: *P* (liquefação|abalo > *m*). Outra forma de análise desses eventos é mostrada na parte direita da Figura 1. A situação de interesse nessa árvore é a probabilidade de abalos serem maiores que *m*, dado que houve liquefação do solo, segundo um hipotético estudo. Nesse caso, a notação é *P* (abalo > *m*|liquefação). Essa condição seria a ordem causal para o interesse do estudo arqueológico (Ladeira, 2007).

A ordem de eventos na árvore depende do interesse em estudo, relativo às relações causa e efeito, ou na forma de se entender a ocorrência do evento em ordem cronológica. Como esse fato não interfere nos valores de probabilidades marginais, é indiferente se definirem diferentes ordens de eventos em cada ramo da árvore. Então, de acordo com o interesse em estudo, os eventos devem ser colocados em ordem lógica, para facilitar o entendimento. O conjunto dos ramos de uma Árvore de Eventos representa resultados que são mutuamente exclusivos e coletivamente exaustivos. Quando os resultados de cada evento são discretos, a distribuição de probabilidades reduz-se à Função Massa de Probabilidades (*FMP*). Em cada estágio há a probabilidade de ocorrer o evento e o seu correspondente complemento, totalizando probabilidade igual a 1,0 em cada estágio. Por exemplo, num dado ramo de uma Árvore de Eventos a probabilidade de aumento das poropressões é estimada em 0,1. A probabilidade para o correspondente ramo em que não haja aumento de poropressões no maciço é de 0,9 (complemento do primeiro ramo).

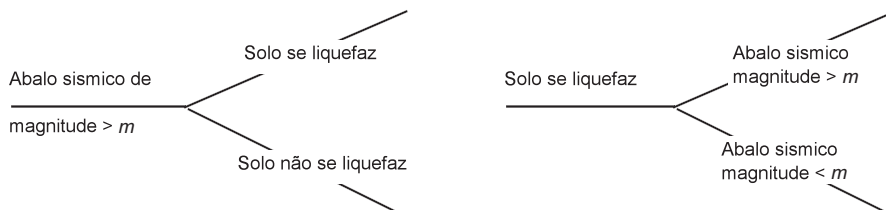


Fig. 1 – Alteração de ordem de eventos em uma Árvore de Eventos (Hartford e Baecher, 2004).

A Figura 2 apresenta uma Árvore de Eventos de modos de liquefação da fundação em uma barragem. As probabilidades para cada par de eventos têm a soma igual a 1,0. Esses pares de eventos devem incluir todos os possíveis modos de eventos que poderiam ser obtidos. A probabilidade para um determinado conjunto de eventos, ou ramo da árvore, é obtida pela multiplicação da sequência de probabilidades condicionais (Ladeira, 2007). Assim, a maior probabilidade é dada pela equação 2:

$$P(\text{sem ruptura} \cap \text{sem liquefação} \cap \text{abalo sísmico}) = P(\text{sem ruptura} | \text{sem liquefação} \cap \text{abalo sísmico}) P(\text{sem liquefação} | \text{abalo sísmico}) P(\text{abalo sísmico}) \quad (2)$$

No exemplo, $P(\text{sem ruptura} \cap \text{sem liquefação} \cap \text{abalo sísmico}) = 0,95 \times 0,9 \times 0,01 = 0,00855$.

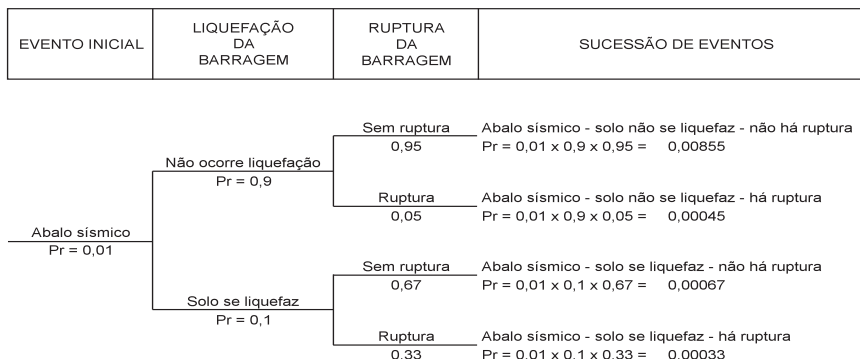


Fig. 2 – Árvore de Eventos e dependências entre probabilidades (modificado de Hartford e Baecher, 2004).

A soma da união de probabilidades de todos os ramos de eventos associados a um evento iniciador deve ser igual à probabilidade total do evento iniciador. Assim, no exemplo dado, a soma das probabilidades das consequências na árvore é dada por: $0,01 = 0,00855 + 0,00045 + 0,00067 + 0,00033$, sendo essa a probabilidade marginal do evento abalo sísmico.

As Figuras 2 e 3 mostram, pelo teorema da probabilidade total (Benjamin e Cornell, 1970, *apud* Hartford e Baecher, 2004), que a sequência das probabilidades condicionais pode ser invertida, podendo-se escrever a probabilidade da interseção dos eventos da seguinte forma (equação 3):

$$\begin{aligned}
 P(\text{sem liquefação} \cap \text{sem ruptura} \cap \text{abalo sísmico}) = \\
 = P(\text{sem liquefação} | \text{sem ruptura} \cap \text{abalo sísmico}) P(\text{sem ruptura} | \text{abalo sísmico}) P(\text{abalo sísmico})
 \end{aligned}
 \tag{3}$$

No exemplo, $P(\text{sem liquefação} \cap \text{sem ruptura} \cap \text{abalo sísmico}) = 0,927 \times 0,922 \times 0,01 = 0,00855$.

A probabilidade condicional 0,927 de não ocorrer liquefação do solo, dado que não houve ruptura da barragem, como resultado do abalo sísmico, é determinada pelo teorema de Bayes. Conclui-se que a sequência de eventos na árvore pode ser rearranjada, como mostrado na Figura 3, e, de forma semelhante, definida pelas probabilidades condicionais, designadas nos ramos que foram rearranjados (Ladeira, 2007).

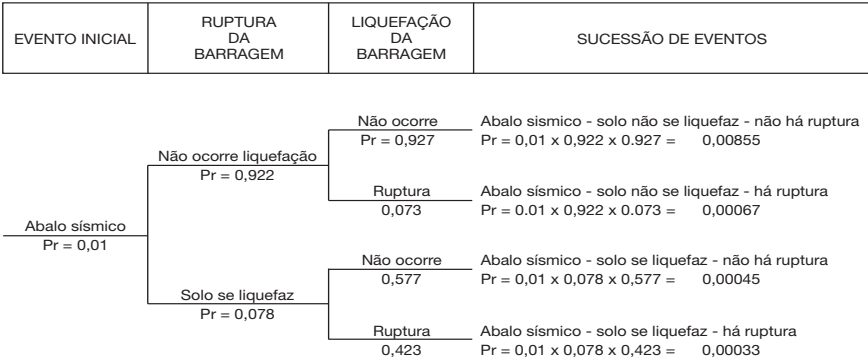


Fig. 3 – Árvore de Eventos e Probabilidades (modificado de Hartford e Baecher, 2004).

O cálculo de probabilidades nas Árvore de Eventos envolve a sua simplificação, eliminando ramos que levam a resultados de reduzida importância. Para tal, pode ser necessário desenvolver estudos de sensibilidade, para garantir que não haverá erro significativo introduzido na avaliação. Uma forma de simplificar o uso das Árvore de Eventos é parti-las, em duas ou mais partes, em ramos que são independentes, mas deixando-se claro que a relevância de seus acontecimentos merece um estudo à parte. Após a simplificação, devem-se verificar os resultados obtidos pelo princípio de que a Árvore de Eventos é a representação gráfica do espaço amostral de probabilidades. Portanto, a soma de todas as probabilidades e de todos os resultados de um experimento deve ser igual a 1,0. Caso essa propriedade não seja atendida, deve-se corrigir a deficiência (Ladeira, 2007).

Os eventos associados a um nó individual representam eventos mutuamente exclusivos e coletivamente exaustivos. Isso significa que, para cada ramo na árvore de evento único ou evento iniciador, a probabilidade total da união de eventos iniciados naquele ramo e finalizados no nó terminal, dada pela soma de suas respectivas probabilidades, deve ser igual à probabilidade marginal, associada ao ramo iniciador, conforme ilustra a Figura 4.

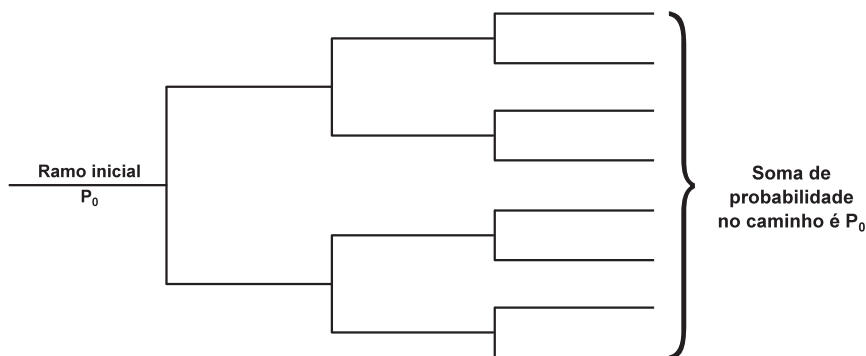


Fig. 4 – Verificação no cálculo de probabilidade em ramos da Árvore de Eventos (modificado de Hartford e Baecher, 2004).

Portanto, a avaliação do risco de um sistema complexo, como é o caso das barragens de terra, por meio de uma Árvore de Eventos, pode ser representada pela união de resultados decorrentes da união das ocorrências identificadas em associação lógica. É conveniente, também, que se elabore o Diagrama de Influência, associado à Árvore de Eventos e, para o cálculo do risco, que seja definida a Árvore de Consequências.

3 – AVALIAÇÃO DO RISCO POR *PIPING* EM BARRAGENS DE TERRA ATRAVÉS DAS ÁRVORE DE EVENTOS

3.1 – Análises sobre as estatísticas de rupturas e acidentes pelo fenômeno de *piping*

A natureza aleatória de todos os fatores envolvidos na ruptura de barragens pode induzir a erros na modelagem da ruptura por *piping*, se tratado somente por método determinístico. Este método traz consigo uma parcela de erro. Muitos estudos têm sido realizados com o objetivo de avaliar os riscos de ruptura por *piping* unicamente do ponto de vista geotécnico de forma determinística. Entretanto, são raros os estudos de avaliação dos riscos que levam em consideração o aspecto probabilístico (Ladeira, 2007).

Alves e Maria (2001) alertam sobre o enfoque das análises e das decisões da engenharia geotécnica se fundamentar em tratamentos estatísticos e probabilísticos, pois o próprio ato da determinação de parâmetros introduz incertezas, devido ao processo de amostragem, além da variabilidade intrínseca da natureza dos solos. Via de regra, as teorias e os modelos aplicados em geotecnia são determinísticos, portanto, ao considerar a parcela de erro, que não se enquadra diretamente no modelo determinístico, deveria ser pesquisada também uma definição para a distribuição probabilística que melhor representa o fenômeno.

Segundo Cruz (1996), as observações de rupturas ocorridas no passado demonstram que o fenômeno de *piping* é regido pela estatística dos extremos, ou seja, os valores extremos para a resistência à tração ou coesão é que condicionam a formação deste fenômeno. Nos laboratórios, as condições para determinação do fator de segurança estão sob controle, estando os ensaios submetidos a cenários de estatística das médias, o que não ocorre no ambiente real das barragens. Alves e Maria (2001) afirmam que a análise de risco deve ser consciente, de forma a permitir ao engenheiro um tratamento racional da variabilidade dos parâmetros, completando o cálculo determinístico, constituindo-se, dessa forma, em um valioso auxílio ao processo de decisão.

Os dados, levantados por Jansen *et al.* (1986) em rupturas e em acidentes em barragens, mostram que o motivo mais frequente de acidentes é a erosão interna (*piping*). Foster *et al.* (2000),

demonstram que a frequência de rupturas de barragens por *piping* aumentou de 43% para 54% após 1950, em relação às outras causas de rompimento. Dados apresentados por Foster *et al.* (1998) demonstram as variáveis envolvidas em incidentes com barramentos de grandes barragens que ocorreram especificamente por erosão interna (*piping*). A ênfase dada ao estudo foi direcionada para os seguintes fatores:

- Compilação de dados de incidentes em barragens, incluindo a presença ou a ausência de filtros, a geologia da fundação, as características do material aplicado no barramento, tais como, os tipos de solo do núcleo e o método de compactação; e
- Análise de dados de incidentes em comparação com os dados de barragens existentes catalogadas. O trabalho consistiu em estimar probabilidades de rupturas por diferentes modos de falha e na identificação de fatores, como a geologia da fundação, as características do núcleo do barramento, que têm maior influência na ruptura da barragem por *piping* e os modos de falha que instabilizam os taludes do barramento.

Foster *et al.* (1998) usaram três critérios para seleção de incidentes:

- Ruptura no barramento da barragem por todos os modos de acidente em grandes barragens.
- Causas de rupturas no barramento (não necessariamente grande barragem) por *piping* e modos de falha que instabilizam o maciço.
- Causas de incidentes envolvendo somente *piping*, instabilidade do maciço e modos de descarga que provocam acidentes.

Os incidentes que envolvem *piping* correspondem a aproximadamente 90% dos modos de rupturas estruturais em grandes barragens, sendo que *piping* através do barramento equivale a dois terços dos casos de *piping*. Outro tipo de incidente, como o escorregamento de taludes de barragens representa estatisticamente 4% das rupturas em barragens, havendo somente um registro desse tipo de ruptura numa grande barragem. A probabilidade de rupturas em barragens mais antigas é bem maior do que em barragens mais recentes. A probabilidade de ruptura em barragens construídas antes de 1950 é 7,5 vezes maior do que em barragens construídas após esse ano (Foster *et al.*, 1998).

Segundo Ladeira (2007), os resultados demonstram que o controle inadequado do fluxo de descarga e das poropressões na barragem e na fundação são os principais fatores que desencadeiam o *piping* e a instabilidade de taludes. Alguns tipos de seções de barragens com essas características podem ser citadas:

- Barragem de terra, homogênea.
- Barragem de terra com filtro, particularmente filtro na fundação.
- Barragem de terra com enrocamento de pé de talude.
- Barragem de terra com face de concreto.
- Barragem de terra com núcleo em parede de concreto.
- Barragem de terra com argila compactada em camadas.

As barragens com enrocamento a jusante apresentam baixa probabilidade de rupturas por todos os modos de *piping*. Nesse tipo de barragem há elevada proporção de casos de acidentes, mas com menor probabilidade de progredir para brecha, se comparado com as seções com solo a jusante. Isto se deve à estabilidade e à grande capacidade de fluxo de descarga na seção com enrocamento a jusante.

O levantamento estatístico realizado por Foster *et al.* (1998) conclui que barragens com fundação de origem geológica glacial são, particularmente, suscetíveis a incidentes por *piping*.

Por fim, pode-se dizer que a maior probabilidade de ocorrência de *piping* tem sido constatada nos primeiros cinco anos de operação das barragens de terra.

3.2 – Aplicação da metodologia *ETA* a um caso de estudo: barragem de São Simão

A metodologia *Árvore de Eventos* foi aplicada à barragem de São Simão, propriedade da CEMIG Geração e Transmissão S/A, a companhia energética do estado brasileiro de Minas Gerais, para avaliar a probabilidade de ruptura por *piping*. Foram verificadas as opções de projeto na implantação da barragem, fatores geológicos condicionantes do local de implantação da barragem, métodos usados na construção do corpo da barragem e respectivo controle de qualidade, relatos do primeiro enchimento, informações sobre os primeiros cinco anos de operação e sobre o tratamento dos problemas durante a operação do sistema, com dados da instrumentação e obras de reabilitação realizadas (Ladeira, 2007).

Para fundamentar as informações obtidas no acervo técnico da CEMIG (1976, 1978, 1982, 1986 e 2003), foi conduzida uma visita técnica à barragem em estudo, em Janeiro de 2007, e realizadas reuniões de ajuste de conceitos e informações junto ao corpo técnico da empresa, a saber, a GA/SM – Gerência de Segurança de Barragens e Manutenção Civil – CEMIG (Ladeira, 2007). Essas informações possibilitaram o entendimento dos vários estágios do sistema em análise, que são: a fase de construção, o primeiro enchimento, os cinco primeiros anos de operação e o monitoramento de dados.

Os eventos foram combinados numa sequência lógica e formaram diagramas de influência para apoiar a elaboração dos ramos lógicos das árvores de eventos. O diagrama de influência serviu para definir as sequências de eventos associadas ao evento iniciador.

Durante a elaboração da *Árvore de Eventos* foram respeitados alguns pressupostos. Hartford e Baecher (2004) recomendam considerar somente eventos relacionados fisicamente ao desenvolvimento do fenômeno em análise. Os pressupostos de probabilidades também foram considerados. Em cada nó ramificado as probabilidades são consideradas para as ocorrências em questão, as quais são mutuamente exclusivas e coletivamente exaustivas. Na elaboração dos ramos, a relação entre cada par de probabilidades, na sequência lógica, respeitou a dependência entre essas, em atendimento ao teorema de Bayes, observando que, embora as probabilidades devam ser dependentes, os eventos físicos não o são necessariamente.

Segundo Ladeira (2007), durante a elaboração da *Árvore de Eventos*, houve o cuidado para que ela não ficasse demasiadamente grande e complexa, sendo a mesma submetida a revisões para simplificar a descrição da realidade, sem negligenciar aspectos essenciais (Duesenberry, 1958 *apud* Hartford e Baecher, 2004).

Segundo Ladeira (2007), a pesquisa foi baseada nas recomendações descritas por Cummins (2003), que relata a importância de informações para a avaliação de sistemas. Deve-se, portanto, procurar obter registros que fundamentam o processo de avaliação de segurança da barragem em estudo. Trabalhou-se com o acervo informações disponibilizado pela CEMIG (1976, 1978, 1982, 1986 e 2003), ou seja:

- Relatórios de planos de opções.
- Relatórios geológicos.
- Relatórios de investigações no local.
- Relatórios de investigações de materiais.
- Relatórios de construção.
- Fotografias da construção.
- Relatórios de registros geológicos.
- Mapeamento geológico.
- Projetos/desenhos como construído (*as-built*).
- Detalhes completos de quaisquer modificações realizadas na barragem.
- Relatórios de inspeções de segurança (rotineiros, anuais e abrangentes).
- Registros de monitoramento da instrumentação e respectivos gráficos.

- Diários de operação da barragem.
- Relatórios de revisões de aspectos de segurança da barragem.
- Relatórios de inspeções.

O procedimento para a aplicação do método de Análise por Árvore de Eventos – ETA seguiu as seguintes etapas (Aamdal, 1998; Vick e Stewart, 1996, *apud* Foster *et al.*, 1998):

1. Análise de dados de construção e operação, para avaliar os perigos para a obra na eventual formação de *piping*.
2. Seleção dos modos de ruptura.
3. Construção da Árvore de Eventos, a partir do pressuposto de que cada ramo da árvore dá origem a dois ramos, que representam, um a situação de sucesso e o outro a situação de falha.
4. Estimativa da probabilidade de ocorrência de cada sequência de eventos, ou seja, de todas as situações de falha, através da estimativa de probabilidades de sucesso e falha de cada evento, com base em informações coletadas e em dados históricos de rupturas em barragens semelhantes (determinações qualitativas). A consistência dos valores determinados seguiu a convenção de descritores qualitativos mostrados no quadro 1, adotada por Vick, 1992, *apud* Foster e Fell, 1999.
5. Avaliação dos resultados para determinação da probabilidade total, calculada pela combinação de probabilidades de eventos que mais contribuíram para a formação do *piping*, de acordo com as argumentações de Ang e Tang (1990).
6. Reanálise dos resultados para identificar alguns modos de falha que não contribuíam tanto para a probabilidade total de formação de *piping*, ou podiam estar superestimados. Houve reanálise de informações e busca de mais dados junto ao acervo técnico da CEMIG, que serviu para refinar o ciclo (Ladeira, 2007).

Quadro 1 – Descrições de incertezas (modificado de Vick, 1992, *apud* Foster e Fell, 1999).

Descrição qualitativa	Probabilidades
Impossível ⁽¹⁾	0,01
Improvável ⁽²⁾	0,1
Incerto ⁽³⁾	0,5
Provável ⁽⁴⁾	0,9
Quase certo ⁽⁵⁾	0,99

⁽¹⁾ Tem uma probabilidade nula de acontecer

⁽²⁾ Muito difícil de ocorrer

⁽³⁾ Duvidoso ou indeterminado

⁽⁴⁾ Apresenta uma significativa probabilidade de ocorrer

⁽⁵⁾ Contém condições essenciais à sua realização, quase certo de ocorrer

4 – AVALIAÇÃO DO RISCO AO *PIPING* DA BARRAGEM DE SÃO SIMÃO POR ÁRVORE DE EVENTOS

É apresentada, a seguir, a aplicação da Análise de Risco por Árvore de Eventos (*ETA – Event Tree Analysis*) à Barragem São Simão, propriedade da CEMIG Geração e Transmissão S/A (Centrais Elétricas de Minas Gerais). Para a utilização desse método foi necessário conhecer os dados de projeto, de construção e de operação da barragem. Foram construídas as Árvores de Eventos para os modos de ruptura por *piping* no barramento, na fundação e do barramento para a

fundação. As análises e os estudos, a seguir apresentados, relativos a este item deste artigo, têm como referência Ladeira (2007).

4.1 – Dados da Barragem São Simão

A usina hidrelétrica São Simão (*UHE* – São Simão) possui potência instalada de 1 710 MW, é a 7ª do sistema nacional em potência outorgada e a principal do sistema gerador da *CEMIG*.

A barragem está localizada na região Centro-Sul do Brasil, nas coordenadas de latitude 19° 01' e de longitude 50° 30' W, no trecho inferior do rio Paranaíba, que forma a fronteira entre os estados de Minas Gerais e de Goiás, a 700 km a oeste de Belo Horizonte e a 6 km a leste da cidade relocada de São Simão. A área de drenagem a montante da barragem é aproximadamente de 171 000 km², representando 72% de toda a bacia hidrográfica do rio Paranaíba. Os principais tributários a montante são: a norte, São Marcos, Corumbá, Meia Ponte e Rio dos Bois e, a sul, Araguari e Tejuco.

A camada de solo da bacia é bastante espessa e porosa nos locais mais baixos. O clima da bacia do Paranaíba é tipicamente trópico continental, determinado pela localização geográfica e pela influência das barreiras de montanhas, que impedem o ingresso de massas de ar provenientes do litoral. Prevalecem duas estações, uma seca e fria e outra úmida e quente. A temperatura média é de 21° C, para grandes altitudes, e pouco mais alta, para pequenas altitudes.

A Figura 5 mostra o arranjo geral da *UHE* – São Simão, composta pela barragem de terra, à direita, transição 1, vertedouro, tomada de água, transição 2, barragem de enrocamento, no leito do rio, barragem de terra, à esquerda, condutos forçados, casa de força e área de montagem, edifício de controle e subestação de 500 KV.

A barragem de terra é do tipo mista, cascalho de terraço e enrocamento, com núcleo de areia argilosa nas margens, direita e esquerda, completada, na parte central, pela barragem de concreto. É composta de talude de montante 0,8H:1V, talude de jusante variável de 0,4H:1V a 0,5H:1V. A barragem direita possui 71 m de altura e 1 260 m de extensão. A barragem esquerda possui 64,00 m de altura e 952 m de extensão. A crista está na elevação 404,00 m e tem largura de 10,00 m, com sobre-

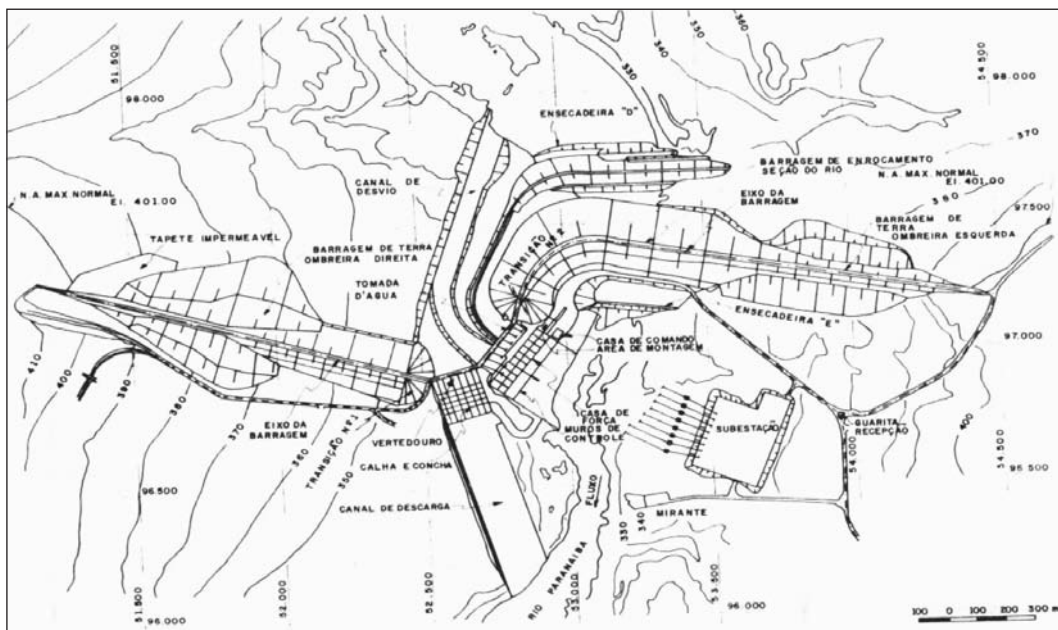


Fig. 5 – Arranjo geral da *UHE* – São Simão (modificado Ladeira, 2007).

elevação de 0,30 m, para compensar os recalques após a construção. As estruturas em concreto são do tipo gravidade, com vertedouro de 9 comportas, com tomada de água para 10 unidades, e duas transições, uma em cada extremidade da estrutura de concreto, que servem de conexão com as barragens direita e esquerda.

A obra foi projetada pela Companhia Internacional de Engenharia e realizada pelo consórcio construtor, italiano e brasileiro, entre as empresas Impregilo e C. R. Almeida e supervisionada pelo Departamento de Engenharia Civil e Geração da CEMIG – Centrais Elétricas de Minas Gerais S.A. Os trabalhos foram iniciados em Junho de 1973 até à conclusão em Agosto de 1977.

O estudo do risco das barragens de terra construídas nesse local permitiu avaliar qualitativamente as ameaças para a obra, que possibilita direcionar ações preventivas que a mantenham estável, evitando outros impactos ambientais adversos. A avaliação da ameaça foi feita com enfoque de análise do estado das condições das estruturas da barragem, considerando o tempo de operação, os princípios adotados em projeto, o monitoramento da água percolada, as observações e o estado de conservação das estruturas. Para a construção das Árvore de Eventos, considerando os três modos de rupturas, ou seja, *piping* através do barramento, *piping* pela fundação e *piping* do barramento para a fundação, foi realizado um levantamento de dados, a partir de uma lista de verificação. A seguir são descritas as características que foram observadas na construção das Árvore de Eventos.

4.2 – Avaliação da possibilidade de ocorrência de *piping* no barramento

No projeto da barragem destaca-se a adoção do critério de Terzaghi para o dimensionamento de filtros e o controle de qualidade realizado durante a construção da obra. Entretanto, considerou-se a possibilidade do sistema de filtros e de drenagem interna vir a colmatar-se, mesmo sendo constatado um bom controle de qualidade durante a sua construção.

Outro fator importante foi observado em visita técnica à barragem, ou seja, boa transparência da água de descarga e respectivos volumes, medidos nos medidores de vazão de descarga de água, que se apresentavam estáveis e sem ocorrência de material granular nos pontos de observação, além de não ter sido observado aumento abrupto ou gradual de poropressões durante seu período de operação. Não obstante essas informações, na construção da Árvore de Eventos foi considerada a possibilidade de haver aumento do volume de descarga de água percolada e carreamento de material granular pelo maciço.

Os relatórios da CEMIG (1976, 1978, 1982, 1986 e 2003) permitiram identificar estudos das áreas de transição de materiais com granulometrias diferentes. Esses estudos, realizados durante a construção, foram ensaios de caracterização de materiais, ensaios de compactação (Hilf), ensaios de permeabilidade hidráulica após o material ter sido compactado e ensaios de determinação de resistência ao cisalhamento. Um evento aleatório, considerado na elaboração da Árvore de Eventos, foi a possível ruptura de alguma camada do maciço, que pudesse vir a prejudicar o fluxo de água e, conseqüentemente, a alteração do estado de tensões da matriz do solo, anulando a tensão efetiva.

Foi relatado que houve início de *piping* durante o primeiro enchimento na área de contato do núcleo com a estrutura de concreto. Ressalta-se que, foi também relatado, que houve autocicatrização (embuchamento) do entubamento, graças às características do cascalho de terraço usado no núcleo da barragem (Viotti *et al.*, 2006).

Outro fator, considerado na construção da Árvore de Eventos, foi a possibilidade de ruptura do barramento em consideração, devido ao progresso do *piping* para proporções de um grande entubamento.

4.3 – Avaliação da possibilidade de ocorrência de *piping* pela fundação

O estudo dos fatores condicionantes geológico-geotécnicos da área permitiu identificar que, nas barragens de terra, direita e esquerda, a fundação da barragem foi construída sobre rocha de

basalto alterado, solo transportado e solo de características residuais, sendo este último fator favorável à eventual erosão regressiva nas áreas próximas às margens. Esses fatores foram levados em consideração para desenvolver o diagrama de influência.

Outro fato, observado durante o estudo, foi o tratamento da rocha alterada com *slush-grout*, após limpeza com jatos de água e de ar. A elaboração da Árvore de Eventos levou em consideração a possibilidade de haver fluxo de água percolada pela fundação, mesmo após o tratamento descrito. Isto poderia ser decorrente de alguma rocha fraturada sujeita à erosão ou a alguma junta aberta entre rochas.

A análise de relatórios CEMIG (1976, 1978, 1982, 1986 e 2003) permitiu verificar que, em boa parte das seções da barragem, houve construção de tapete drenante na base da barragem, a jusante do núcleo. O dimensionamento de filtros, de acordo com os critérios de Terzaghi, assegura a graduação do material para que o filtro seja suficientemente aberto para permitir a percolação de água, mas suficientemente fechado para não permitir carreamento de material granular do maciço pelos espaços vazios do filtro. Entretanto, mesmo assim, na elaboração da Árvore de Eventos, o fato de haver carreamento de material granular e eventual colmatção de filtros foi considerado um evento aleatório, possível de ocorrer.

Na elaboração da Árvore de Eventos foi considerado o sistemático monitoramento de dados da instrumentação das barragens de terra, que controla as condições de descarga de água percolada desses filtros nas canaletas de drenagem. Não foram observadas condições preocupantes nestes anos de operação, apenas obras de reparo e melhorias para separar a descarga de filtros da água escoada pelo talude da barragem.

Apesar das boas condições descritas, outro evento aleatório, levado em consideração, foi o aumento do gradiente hidráulico e a incapacidade de descarga dos sistemas internos de drenagem, que levariam à tensão efetiva nula e ao início de erosão regressiva.

O estudo identificou que, na região do *random*, a jusante da barragem esquerda, houve formação de surgências, que estavam relacionadas com o período de maior intensidade de precipitação, não se observando as suas ocorrências no período de estação seca. Esse fato foi considerado como uma possível falha nos sistemas de ligação de filtros e dos dispositivos de saída da água drenada, podendo haver falhas, que levassem ao fluxo de água pela fundação à formação de surgências e ao aumento de subpressão a jusante das barragens de terra. Essa situação também influenciou a elaboração da Árvore de Eventos.

O monitoramento realizado pela CEMIG, através do *software Inspetor*, módulo *Monitor*, permitiu concluir que não houve aumento súbito em vazões de descarga ou aumento súbito de poropressões, identificados nos medidores de vazão e nos piezômetros instalados na fundação, respectivamente. Na elaboração da Árvore de Eventos considerou-se a possibilidade de aumento de poropressões.

Na elaboração da Árvore de Eventos foi considerada a possível ocorrência de áreas de drenagem abaixo da fundação da barragem, que pudessem direcionar as linhas de fluxo de água, sem controle na vazão de descarga, conduzindo-a a camadas de material com alta permeabilidade, podendo ocorrer surgências a jusante, com aumento de subpressão.

Como a fundação de parte da barragem foi construída sobre solo transportado, na área próxima das margens direita e esquerda, a medida preventiva tomada foi a construção de *cutoff* de grande extensão, para que as linhas de fluxo de água na fundação tivessem um grande caminho a percorrer e com isso houvesse perda de carga hidráulica. Essa solução foi praticada para se evitar o aumento de poropressões, eventual condição favorável à formação de *piping* pela fundação, fato que também foi considerado na elaboração da Árvore de Eventos.

Na construção da Árvore de Eventos, procurou-se, também, considerar a capacidade máxima de vazão dos sistemas de drenagem interna na fundação e as estruturas de ligação destes com o sistema de drenagem externa, numa eventual formação e progresso de *piping*. Outro evento relacio-

nado foi se estas estruturas suportariam um aumento de fluxo de água sem haver colapso ou deslizamento no talude de jusante, com consequente formação de brecha. Na sequência dos eventos considerados, cogitou-se a possibilidade do *piping* ocorrer, se desenvolver e permanecer aberto tempo suficiente para drenar grande volume de água, até ocorrer colapso da crista da barragem e total escoamento da água do reservatório.

4.4 – Avaliação da possibilidade de ocorrência de *piping* do barramento para a fundação

Foi identificado que as barragens de terra tiveram parte de sua estrutura construída sobre *cutoff* de base larga e grande extensão, para aumentar o caminho da água percolada pela base da barragem, na região próxima das margens. A área crítica para a fundação seria o antigo leito do rio, mas observou-se que houve adequado tratamento da rocha alterada.

Os estudos dos fatores condicionantes geológico-geotécnicos identificaram que, na área, havia sete derrames e interderrames, de espessura aproximada de 200 m, entre as cotas 220,0 e 420,0 m. Além disso, Viotti *et al.* (2006) relatam que, desde o primeiro enchimento, ocorreram surgências a jusante da ombreira esquerda, pois parte da água percolada não era captada pelo sistema de drenagem da barragem. Essas surgências estão relacionadas, principalmente, com as características da rocha de fundação – basalto com intemperismo esferoidal.

Na construção da Árvore de Eventos, esses fatos foram considerados, pois poderia haver juntas abertas, mesmo após o tratamento realizado. Outra possível situação seria o solo residual de base da fundação da barragem esquerda, próximo da margem, permitir o carreamento de material do núcleo junto ao fluxo de água, levando ao início de erosão regressiva.

Outro fator preponderante, já comentado, foi o dimensionamento e a construção de filtro do tapete drenante. Análises de dados de volume de água percolada mostraram que os resultados atenderiam aos parâmetros de controle, permitindo concluir que esses filtros têm funcionado de forma apropriada. Mesmo assim, foi considerada a possibilidade desse sistema não suportar alta descarga a jusante das barragens de terra, vindo a dar condições de formação de *piping*.

Nas situações de possibilidade de ocorrência de *piping* pelo barramento e do barramento para a fundação, foi levado em consideração o progresso do fenômeno, em função de possíveis falhas no *cutoff*, de eventual falha no sistema de filtros ou de surgimento de trincas na fundação, mesmo após tratamento aplicado na rocha alterada. Como o *cutoff* construído na área de solo residual é extenso, com longo caminho para o fluxo de água, isso favorece a perda de carga e a eventual cicatrização da erosão regressiva, que se viesse a iniciar.

4.5 – Cálculo da probabilidade de ruptura por *piping* na barragem da UHE São Simão

As Figuras 6, 7 e 8 apresentam as Ávores de Eventos para avaliação da probabilidade por *piping* através do barramento, da fundação e do barramento para a fundação na UHE – São Simão. O quadro 2 apresenta as probabilidades, estimadas pelas Árvore de Eventos.

Quadro 2 – Probabilidade anual de ruptura por *piping* nas barragens UHE – São Simão (modificado de Ladeira, 2007).

Modo de ruptura	Probabilidades estimadas (ETA)
<i>Piping</i> através do barramento	$P_e = 5,3 \times 10^{-5}$
<i>Piping</i> através da fundação	$P_f = 4,7 \times 10^{-5}$
<i>Piping</i> do barramento para a fundação	$P_{ef} = 1,3 \times 10^{-5}$



Fig. 6 – *ETA: piping através do barramento* (Ladeira, 2007).

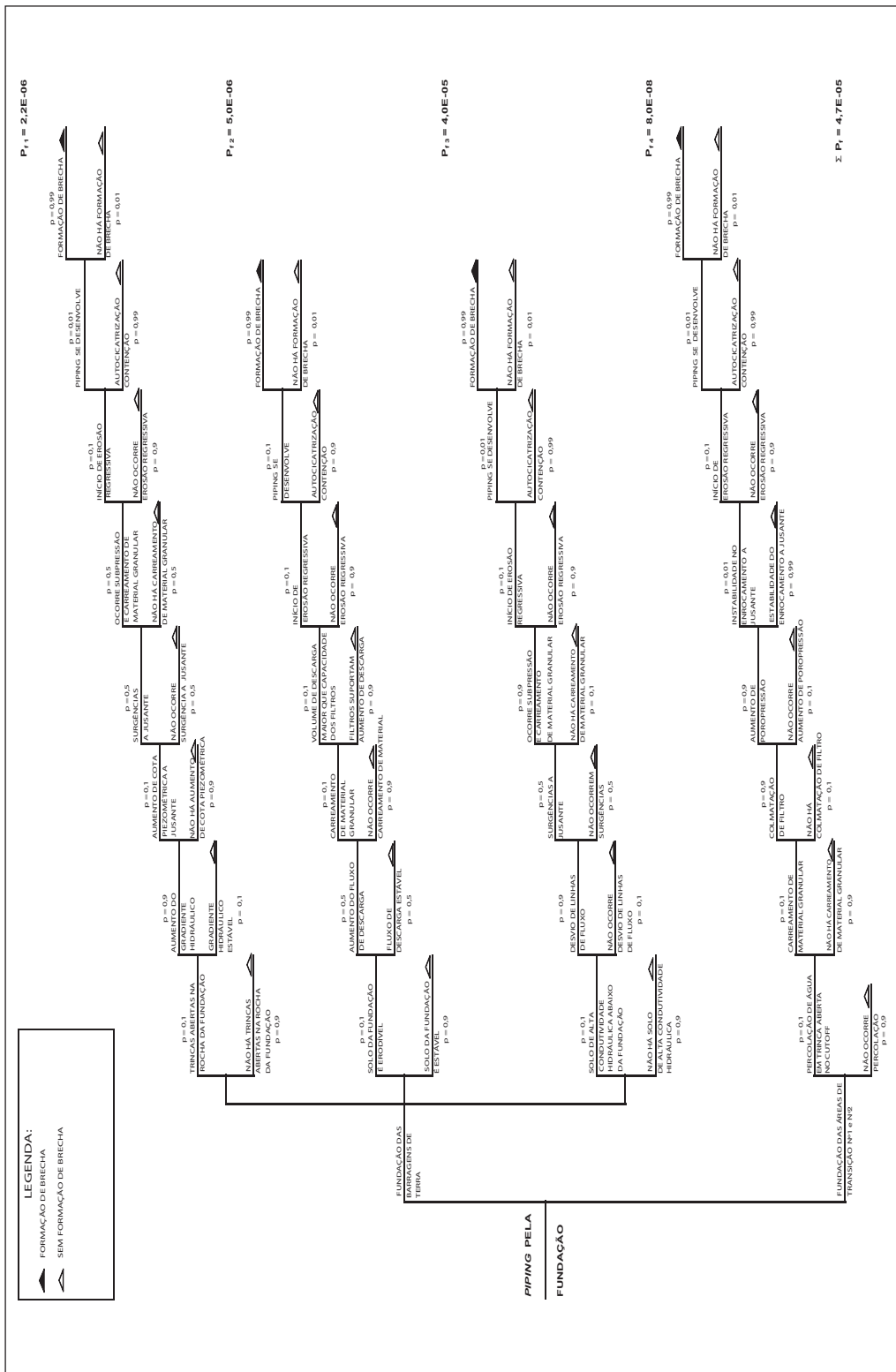
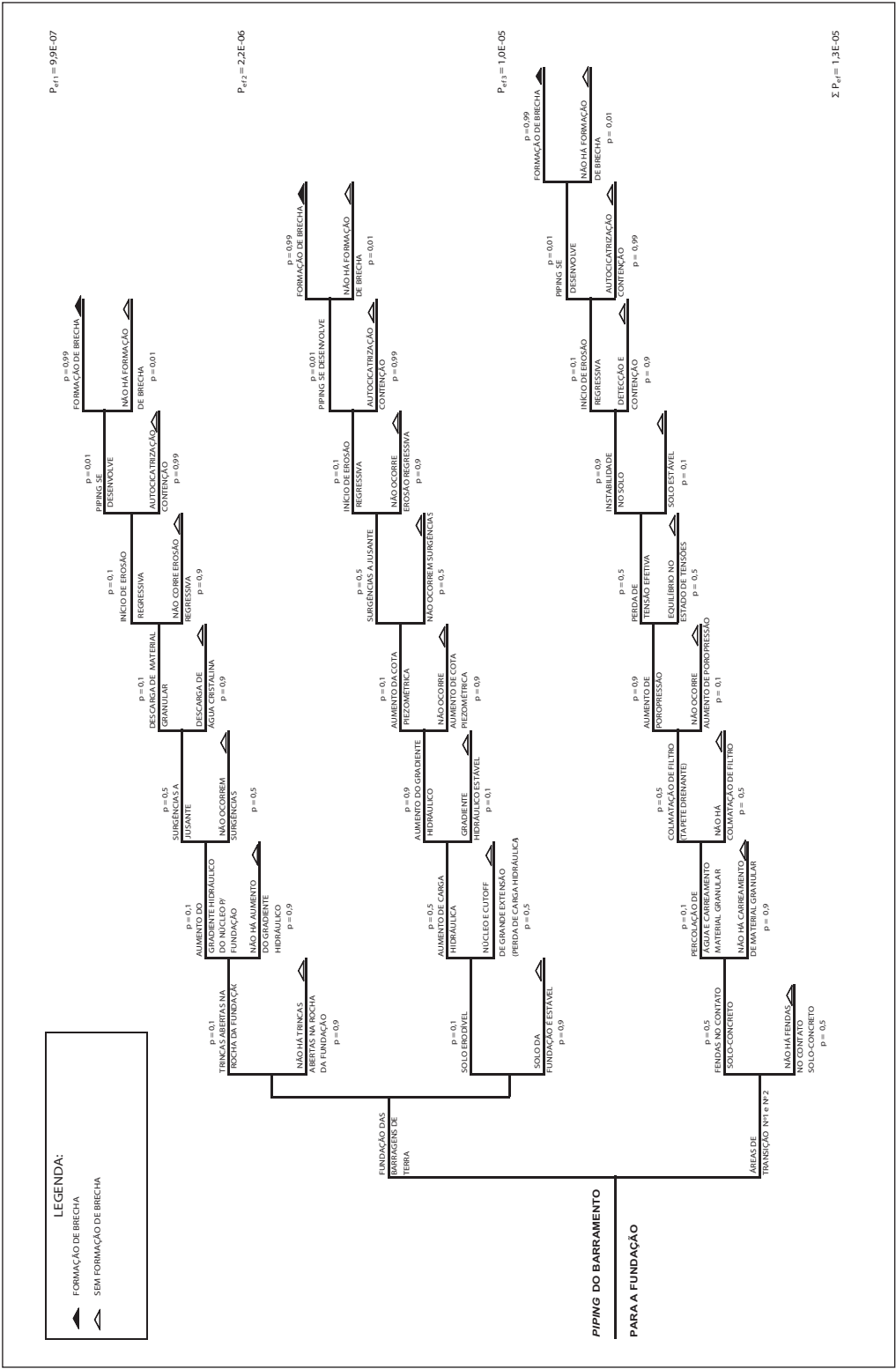


Fig. 7 – *ETA*: *piping* através da fundação (Ladeira, 2007).



5 – CONSIDERAÇÕES FINAIS

O método de análise por Árvore de Eventos (*ETA - Event Tree Analysis*) foi apresentado numa abordagem que procurou demonstrar a sua fundamentação teórica em relação aos aspectos qualitativo e probabilístico. A partir dessa fundamentação teórica, foi feita uma aplicação dessa metodologia às barragens de terra da Usina Hidrelétrica São Simão (*UHE – São Simão*), para avaliação da probabilidade de ruptura por *piping* pelo barramento, pela fundação e do barramento pela fundação.

Os resultados obtidos para a probabilidade de ruptura devem ser entendidos, não como a possibilidade de rompimento do barramento. O método usado foi de determinação semi-quantitativa, subjetivo nas determinações de valores de probabilidades, mas que se apresenta viável na comparação de dados do mesmo sistema.

As análises por Árvores de Eventos tiveram probabilidades marginais da mesma ordem de grandeza para os três modos de *piping*, ou seja, 10^{-5} . A observação de cada uma das Árvores de Eventos permitiu concluir que a estrutura da barragem mais vulnerável foi o barramento, com valor de probabilidade de $5,3 \times 10^{-5}$.

Na Árvore de Eventos que considerou a probabilidade de ruptura por *piping* através do barramento (Figura 6), observa-se que os pontos mais vulneráveis são as áreas das ombreiras e as áreas de contato solo-concreto, nas barragens de transição, pois foram os ramos de probabilidades que mais contribuíram para a probabilidade marginal desse modo de ruptura.

A Árvore de Eventos, construída para a eventual ocorrência de *piping* pela fundação (Figura 7) apresentou como probabilidade o valor de $4,7 \times 10^{-5}$, mostrando que os ramos que mais contribuíram para a probabilidade marginal foram aqueles relacionados com a fundação das barragens de terra, pois se encontram apoiadas em rocha fraturada, solo residual e solo transportado.

Já na Árvore de Eventos construída para a eventual ocorrência de *piping* do barramento para a fundação (Figura 8), foi encontrado o valor para probabilidade marginal de $1,3 \times 10^{-5}$, com a probabilidade dominante no ramo correspondente às áreas de contato solo-concreto das barragens de transição.

Finalmente, o que se pode concluir através do que foi apresentado neste artigo, é que, além da determinação dos valores das probabilidades de ruptura, o exercício da construção das Árvores de Eventos possibilita que seja exercida uma análise crítica do comportamento da barragem, considerando todo o seu desempenho histórico até ao momento em que a análise é realizada, confirmando, desta forma, que esse método se fundamenta num arcabouço estatístico consistente, e se apresenta realmente como uma ferramenta muito útil para gestão de risco em barragens.

6 – AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem à empresa CEMIG Geração e Transmissão S/A, por permitir a realização deste estudo e a disponibilidade de informações utilizadas e publicadas neste artigo.

7 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Aamdal, T. (1998). *Risk analysis for a slab buttress dam in Norway*. In: 66th ICOLD ANNUAL MEETING, New Delhi, India, pp. 314-323..
- Alves, A. M. L.; Maria, P. L. S. (2001). *Análise probabilística de problemas geotécnicos: Aplicação à argila do Rio Sarapuí. Solos e Rochas*, São Paulo, v. 24, pp. 83-93.
- Caldeira, L. (2005). *Análise de Risco em Geotecnia. Aplicação a Barragens de Aterro*, Programa de Investigação para obtenção de Habilitação para funções de Coordenação Científica, LNEC, Lisboa, 238 p.
- Ang, A. H-S.; Tang, W. H. (1990). *Probability Concepts in Engineering Planning and Design – Decision, risk, and reliability*, v. II, New York: Copyright dos autores, 562 p.
- CEMIG (1976). *Relatório Final do projeto São Simão SS-RC-97 – Estruturas de terra e enrocamento*, v. I, Usina Hidrelétrica de São Simão. CEMIG – Companhia Energética de Minas Gerais. DOC N°. 05D010364 (Div. Geotécnica).
- CEMIG (1978). *Controle de qualidade de obras de terra e enrocamento e injeção de cimento – Dossier Técnico Final*, v. I, Geotécnica S.A Engenheiros Consultores – PV – 15/73.
- CEMIG (1982). *Instrumentação de Solos – Relatório Final – Estruturas de Terra e Enrocamento. Usina Hidrelétrica de São Simão*. v. I, Divisão de Controle de Estruturas Cíveis 11.128-PG/EC4-001 CEMIG – Companhia Energética de Minas Gerais.
- CEMIG (1986). *Relatório de inspeção da barragem de terra e enrocamento de São Simão 11.128-PG/EE-121, Usina Hidrelétrica de São Simão*. CEMIG – Companhia Energética de Minas Gerais. DOC No 728-01-P1-E – Div. Geotécnica.
- CEMIG (2003). *Relatório Final da Drenagem das Áreas a jusante da Margem Esquerda e Projeto Como Construído - Usina Hidrelétrica de São Simão*. CEMIG – Companhia Energética de Minas Gerais, Rel. 11.128-140103, GA/SM – Gerência de Segurança de Barragens e Manutenção Civil.
- Cruz, P. T. (1996). *100 Barragens Brasileiras: casos históricos, materiais de construção, projeto*. 2 ed. São Paulo: Oficina de Textos, 1996. 648 p.
- Cummis, P. (2003). *Guidelines on risk assessment*. ISBN: 0 731 027 620, Sydney, Austrália: Ed. Australian National Committee on Large Dams Inc. ANCOLD, 156 p.
- Foster, M.; Fell, R.; Spannagle, M. (1998). *Analysis of embankment dam incidents*. UNICIV Report N° R-374 - UNSW, Sydney, Austrália.
- Foster, M.; Fell, R. (1999). *A framework for estimating the probability of embankment dams by internal erosion and piping using event tree methods*. UNICIV Report No R-377, School of Civil and Environmental Engineering, University of New South Wales. ISBN 85841 344 2, Sydney, Austrália.
- Foster, M.; Fell, R.; Spannagle, M. (2000). *The statistics of embankment dam failures and accidents*. Can. Geotech. J. 37, pp. 1000–1024.
- Hartford, D. N. D.; Baecher G. B. (2004). *Risk and uncertainty in dam safety – CEA Technologies Dam Safety Interest Group*. ISBN 0 7277 3270 6, Londres, Inglaterra: Thomas Telford Publishing, 391 p.

- Jansen, R.B.; Aldrich, H. P.; David, S. D. (1986). *Safety of existing dams – Evaluation and Improvement*. 3 ed. Washington DC: Ed. National Academy of Sciences, 1986. 354 p.
- Ladeira, J. E. R. (2007). *Avaliação de segurança em barragem de terra, sob o cenário de erosão tubular regressiva, por métodos probabilísticos. O caso UHE - São Simão*. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, Brasil, 210 p.
- Ladeira, J. E. R., Espósito, T.; Naghettini, M. (2007). *Avaliação de segurança em barragem de terra, sob o cenário de erosão tubular regressiva, por método probabilístico*. XVII Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos – SBRH, 8º Simpósio de Hidráulica e Recursos Hídricos dos Países de Língua Oficial Portuguesa – 8º SILUSBA. São Paulo, Brasil.
- Ladeira, J. E. R., Espósito, T.; Naghettini, M. (2008). *Avaliação de Segurança em Barragem de Terra*. XI CONGRESSO NACIONAL DE GEOTECNIA. Coimbra, Portugal, ISBN 978-989-95740-2-1, V. II, pp. 337-344.
- Latham, M. (1994). *Construction the Tea, Final report of the government/industry review of procurement and contractual arrangements in the construction industry*, HSMO, London.
- Menescal, R. A. Org. (2004). *A segurança de barragens e a gestão de recursos hídricos no Brasil*. Brasília: Proágua, 314 p.
- Ministério de Integração Nacional (2002). *Manual de Segurança e Inspeção de Barragens*. Brasília, Brasil. 148 p.
- Ross, S. (1988). *A first course in probability*. ISBN: 0 02 946600 8. 3 ed. New York: Macmillan Publishing Company, 565 p.
- RSB (1990). Regulamento de Segurança de Barragens. Decreto-Lei No 11/90. Portugal.
- Viotti, C. B.; Carvalho, E.; Brito, S. N. A. (2006). *Relatório da Inspeção Formal - Usina Hidrelétrica de São Simão*. CEMIG – Companhia Energética de Minas Gerais - GA/SM – Gerência de Segurança de Barragens e Manutenção Civil.

AVALIAÇÃO GEOTÉCNICA E CARTOGRAFIA APLICADA DE ESPORÕES NA REGIÃO DE ESPINHO (NW DE PORTUGAL)

Geotechnical assessment and applied mapping of groynes from the Espinho region (NW Portugal)

Ana Pires*

Helder I. Chaminé**

Fernando Santiago Miranda***

Alberto Gomes****

RESUMO – Este estudo apresenta uma proposta metodológica, no âmbito da geo-engenharia, para a avaliação geotécnica e cartografia de estruturas de protecção costeira (esporões) na região de Espinho (NW de Portugal). Foram seguidas as recomendações e a terminologia do manual do uso de rochas em engenharia costeira (CIRIA/CUR, 1991; CIRIA *et al.*, 2007) e a proposta de caracterização/avaliação geológico-geotécnica da ISRM (1978, 1981). Apresenta-se uma proposta de ficha geotécnica aplicada ao reconhecimento e inspecção visual dos blocos do material-rocha da estrutura e, com o recurso a imagens aéreas de alta resolução orto-rectificadas e georreferenciadas. De seguida, realizou-se uma cartografia aplicada de pormenor dos blocos rochosos que deu origem a mapas temáticos do esporão e, assim, permitiram uma avaliação segundo diferentes parâmetros geológico-geotécnicos. Apresentam-se, por fim, algumas sugestões que poderão contribuir para o planeamento de uma obra deste tipo, bem como para a caracterização do estado de conservação da estrutura e da sua evolução.

SYNOPSIS – This study presents a methodological proposal, in the geo-engineering perspective, for the geotechnical assessment and mapping of coastal protection structures (groins) from the Espinho area (NW Portugal). The recommendations and terminologies of the manual of the use of rock in coastal and shoreline engineering had been followed (CIRIA/CUR, 1991; CIRIA *et al.*, 2007) and also the proposal of geologic and geotechnical characterization/assessment by ISRM (1978, 1981). A geotechnical data sheet was created for the recognition and visual assessment of the rock material. Based on this data, as well as on geo-referenced high-resolution aerial images a detailed applied mapping of the rock mass blocks was built. This conducted to groin thematic maps which permitted to evaluate different geologic and geotechnical parameters. Finally, some suggestions are presented which may contribute for the planning and characterization of this kind of structures.

PALAVRAS CHAVE – Esporões, cartografia aplicada, geo-engenharia.

* Engenharia Geotécnica e Geoambiente (ISEP) / Pós-Graduada em SIG (UP) / Mestre em Minerais e Rochas Industriais, Especialidade Geotecnia (UA); Bolseira de doutoramento no Centro GeoBioTec (Grupo de Georrecursos, Geotecnia e Geomateriais) da Universidade de Aveiro e no Laboratório de Cartografia e Geologia Aplicada (Labcarga|ISEP); E-mail: acpo@isep.ipp.pt

** Geólogo (FCUP) / Doutor em Geologia (UP) / Pós-Doutoramento em Geociências (UA); Professor Coordenador, Laboratório de Cartografia e Geologia Aplicada, Departamento de Engenharia Geotécnica, Instituto Superior de Engenharia do Porto e Centro GeoBioTec (Grupo de Georrecursos, Geotecnia e Geomateriais) da Universidade de Aveiro; E-mail: hic@isep.ipp.pt

*** Engenheiro Civil (FEUP), Assessor Aposentado da Administração dos Portos do Douro e Leixões (APDL); Engenheiro Hidráulico Consultor

**** Geógrafo (FLUP) / Mestre em Ciências das Zonas Costeiras (UA) / Pós-Graduado em SIG (UP) / Doutor em Geomorfologia (UP); Professor Auxiliar, Departamento de Geografia da Universidade do Porto e Centro CEGOT (Centro de Estudos em Geografia e Ordenamento do Território)

1 – INTRODUÇÃO

A protecção do litoral face ao processo de erosão costeira é um problema complexo, envolvendo o conhecimento de uma multiplicidade de parâmetros. Estes serão relativos, entre outros, à agitação marítima, à geomorfologia da costa a proteger, à geometria do perfil da praia e da costa, bem como à natureza dos materiais que constituem a superfície e o substrato (Gomes, 1977; Soares de Carvalho, 1985). Um dos modos mais generalizados de protecção costeira é através da construção de esporões (*e.g.*, Gomes, 1977; Mota Oliveira e Martins, 1991; Veloso-Gomes e Papadatos, 1995; Silva, 1996; Santos *et al.*, 2003), assim classificados na designação de obras transversais de defesa costeira, conjugados ou não com obras longitudinais aderentes e, em certos casos, com alimentação artificial (Veloso-Gomes e Papadatos, 1995). Os esporões são estruturas, geralmente perpendiculares à costa, cuja função é reter a circulação litoral de sedimentos, de modo a restabelecer ou, pelo menos, estabilizar uma praia que se encontra em recuo, chamando-a a participar na natural dissipação da energia das ondas (Gomes, 1977). Normalmente, os esporões são construídos em grupos sendo denominados por campo de esporões. Na generalidade, os estudos costeiros foram desenvolvidos pela necessidade de melhorar a acessibilidade portuária e para responder a situações de emergência provocadas pelo ataque do mar ao património urbano construído. A crescente sensibilidade às questões ambientais e aos riscos dos seus desequilíbrios irreversíveis, aliada à crescente valorização económica dos espaços litorais, ampliou de modo explosivo, nos últimos dois decénios, o leque dos interesses, possibilitando uma abordagem multidisciplinar dos complexos problemas costeiros.

Para o dimensionamento de uma obra marítima não são apenas importantes os fundamentos de hidráulica marítima, mas também os da geologia e geomorfologia costeiras e de geo-engenharia dos materiais rochosos (*e.g.*, LCPC, 1989; CIRIA/CUR, 1991; CFCFF, 1996; USACE, 2002a; Veloso-Gomes *et al.*, 2002; CIRIA *et al.*, 2007). A finalidade, na perspectiva da geo-engenharia, da cartografia e da inspecção sistemática da estrutura de defesa costeira constará na definição da tipologia e da caracterização dos blocos constituintes da estrutura (normalmente, blocos de material-rocha natural e/ou blocos de betão), de modo a apoiar a construção de um dado esporão desde a exploração do material rochoso (pedreira) até à sua colocação em obra (Pires e Chaminé, 2007, 2008a,b). Esse acompanhamento geológico-geotécnico desde a sua origem é extremamente importante dado que poderá influenciar o comportamento, em termos de vida útil de um esporão (Pires, 2007). A partir de uma monitorização sistemática e de uma avaliação das estruturas, tendo em conta uma boa caracterização da matéria-prima no local de extracção, avançar-se-á para uma constante evolução no âmbito da engenharia costeira, consciencializando, assim, os técnicos para a importância da conjugação de diferentes áreas do conhecimento no dimensionamento das obras de protecção da costa portuguesa. Nos últimos anos tem-se verificado um grande interesse no estudo e gestão das zonas costeiras recorrendo-se à integração de ferramentas ligadas aos Sistemas de Informação Geográfica (SIG), à Fotogrametria e Detecção Remota (*e.g.*, Veloso-Gomes e Papadatos, 1995; Marçal *et al.*, 2004; Gonçalves e Piqueiro, 2004; Pires *et al.*, 2006a,b, 2007). Estas ferramentas permitem realizar análises quantitativas, delinear modelos de desenvolvimento e apoiar a decisão relativa à gestão de recursos e ao ordenamento costeiro. Permitem, ainda, a sobreposição de informação temática variada proveniente de mapas topográficos, mapas geológicos, fotografias aéreas e imagens de satélite, podendo, por exemplo, ser detectadas modificações na linha de costa ao longo do tempo.

A presente investigação pretende contribuir para o estudo das estruturas marítimas da área de Espinho (esporão de Paramos), numa perspectiva multidisciplinar, com enfoque para uma abordagem no âmbito da geo-engenharia, recorrendo a tecnologias de Sistemas de Informação Geográfica (SIG) e técnicas cartográficas. Será dado destaque à caracterização geológico-geotécnica e geomecânica dos blocos de material-rocha constituintes do esporão de Paramos. Tal estudo permitiu melho-

rar o conhecimento do estado de conservação da estrutura e a avaliação do estado do material constituinte da mesma. Deste modo, procedeu-se ao ensaio duma cartografia aplicada de obras marítimas e à realização duma caracterização geológico-geotécnica dos blocos, permitindo, assim, prever intervenções a curto/longo prazo na estrutura, em termos de obras de reparação e manutenção. Esta abordagem contribuiu, também, para o aperfeiçoamento do dimensionamento de uma obra deste tipo e o acompanhamento da mesma, desde a extracção da matéria-prima rochosa até à colocação da pedra natural na estrutura.

2 – O ESPORÃO DE PARAMOS, ESPINHO

2.1 – Situação de referência: a origem geológica da matéria-prima

A maioria dos blocos rochosos que se encontram na estrutura marítima de Paramos (Espinho), provêm dos seguintes locais, a saber:

- Pedreira da Malaposta, situada no lugar do mesmo nome, na freguesia de S. Jorge, concelho de Santa Maria da Feira, distrito de Aveiro. Trata-se de uma pedreira que se encontra licenciada, desde 1976, à empresa Irmãos Cavaco, SA (ICSA) e cuja exploração se tem vindo a intensificar desde então. O material-rocha da pedreira é um granitóide gnáissico de boa qualidade geotécnica para a produção de britas e enrocamento;
- Pedreira do Moinho, localizada na freguesia de Canidelo, concelho de Gaia, distrito do Porto. É, actualmente, uma antiga exploração a céu aberto que iniciou a sua actividade em 1971 através da empresa SOLUSEL – Sociedade Lusitana de Obras e Empreitadas, Lda. O material rochoso extraído da pedreira é um granito biotítico que foi utilizado na construção civil e obras públicas.

Na Figura 1 é apresentada a base de dados, em ambiente de Sistema de Informação Geográfica (SIG) criada com a georreferenciação dos locais de extração de pedra, assim como as hiperligações para as fotografias e cartas militares das mesmas.

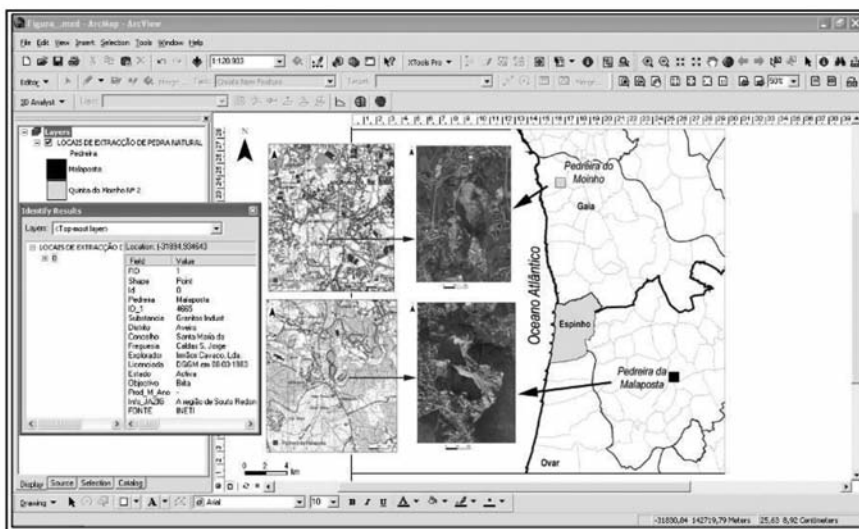


Fig. 1 – Base SIG com a inventariação das pedreiras e seu enquadramento geográfico: informações gerais associadas aos pontos (bases cartográficas: Carta Militar de Portugal, escala 1/25000. Folhas 143 e 144 e *Google Earth Pro*, consulta em Fevereiro de 2007).

Os traços gerais da geologia regional, onde se enquadram as pedreiras (Figura 2), reportam-se a uma complexa faixa de cisalhamento regional, com orientação média NNW–SSE, que se prolonga desde o Porto (Foz do Douro) até Tomar sendo designada por faixa de cisalhamento de Porto – Coimbra – Tomar (Dias e Ribeiro, 1993; Ribeiro *et al.*, 2007). Localmente, enquadra-se no segmento geotectónico de Espinho – Albergaria-a-Velha–Águeda (Chaminé, 2000; Gomes, 2008). Esta faixa é constituída por uma série de unidades tectonoestratigráficas do Proterozóico médio-superior ao Paleozóico superior (Chaminé, 2000; Chaminé *et al.*, 2003), fazendo parte do Maciço Ibérico, sendo tradicionalmente inserida na Zona de Ossa-Morena.

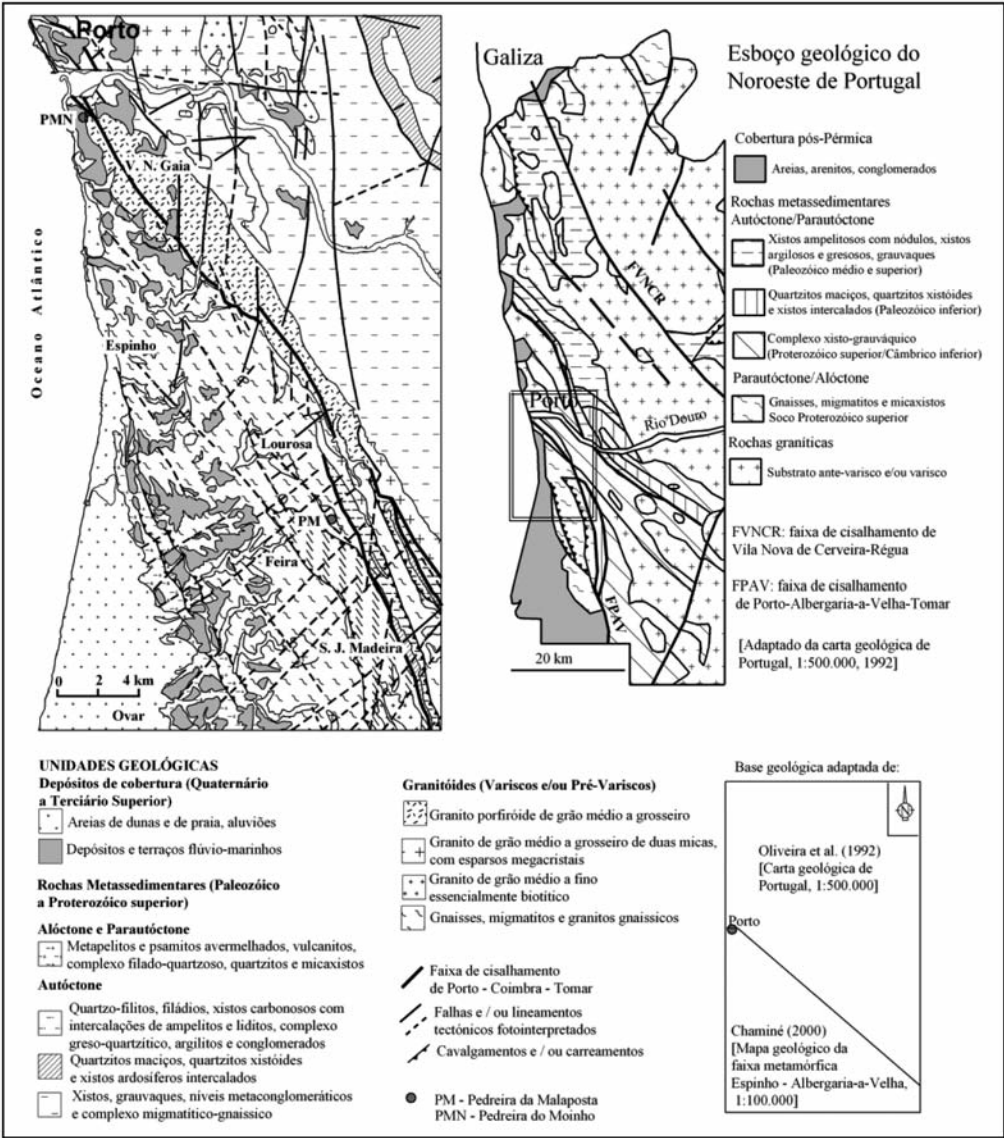


Fig. 2 – Enquadramento geológico-estrutural regional das explorações do material-rocha utilizado no revestimento do Esporão de Paramos [PM: Pedreira da Malaposta (S. João de Ver); PMN: Pedreira do Moinho (Canidelo, Gaia)]. Base geológica da faixa metamórfica de Espinho – Albergaria-a-Velha, adaptada de Chaminé (2000).

A área de Souto Redondo (Lourosa) – onde se localiza a Pedreira da Malaposta – inclui-se na unidade tectonoestratigráfica de Lourosa. Esta unidade é constituída por rochas metamórficas de alto grau, designadamente, migmatitos, ortognaisses, micaxistos e anfibolitos. Na Pedreira da Malaposta é possível diferenciar no terreno os seguintes litótipos, a saber (*e.g.*, Freire de Andrade, 1938/40; Chaminé *et al.*, 1996, 2001a; Chaminé, 2000): i) granitóides gnáissicos moscovíticos de grão médio a fino; ii) ortognaisses (*s.l.*); iii) bandas de milonitos e/ou ultramilonitos; iv) micaxistos, paragnaisses e migmatitos. Os encraves, de natureza metassedimentar, são escassos, mas observam-se micaxistos granatíferos de escala métrica.

O maciço rochoso da Pedreira da Malaposta (Figura 3) encontra-se intensamente fracturado, sendo a fracturação traduzida por um apertado e intenso diaclasamento dos distintos litótipos, destacando-se uma família de diaclases com orientação NNW-SSE (e, em regra, subvertical). Muitas das falhas observadas, com direcção NW-SE, resultam da reactivação destas discontinuidades, gerando, por vezes, intenso esmagamento e argilitização, principalmente nos litótipos granitóides de grão médio a fino. O gnaiss biotítico da Pedreira da Malaposta apresenta uma cor azulada e/ou branca-amarelada e uma granularidade média a grosseira. A caracterização geomecânica do maciço da Malaposta pode ser avaliada com base nos seguintes parâmetros, a saber (Pizarro *et al.*, 2005): i) a densidade média do material gnáissico é 2,64; ii) o módulo de Young 63,4 GPa; iii) a resistência à compressão de 211,7 MPa.



Fig. 3 – Vista panorâmica da Pedreira da Malaposta (Irmãos Cavaco, S.A.), fotografias tiradas em Setembro de 2005.

O maciço rochoso da pedreira do Moinho enquadra-se na fácies do Maninho (Vinha da Silva e Neiva, 1999) do denominado granito de Lavadores (Canilho, 1975) sendo considerado um granito biotítico, porfiróide, de grão fino a médio. Apresenta uma textura porfiróide constituída por megacristais de feldspato róseo, em regra euédrico, de cor azulada ou rósea. O maciço granítico de Lavadores, com orientação NW-SE, encontra-se espacialmente associado ao megacisalhamento de Porto – Espinho – Albergaria-a-Velha (Chaminé, 2000).

2.2 – Objectivos e enquadramento

O presente estudo apresenta uma metodologia desenvolvida para a monitorização sistemática de uma obra de protecção costeira (esporões) característica da região de Espinho. Trata-se de uma

abordagem baseada na inspecção e no reconhecimento visual do material rochoso da estrutura, tendo como principais referências, as duas versões do “*manual of the use of rock in coastal and shoreline engineering*” (CIRIA/CUR, 1991; CIRIA *et al.*, 2007) e o “*coastal engineering manual*” (USACE, 2002a,b). Para o efeito, foram criados, a partir de uma fotografia aérea georreferenciada numa base cartográfica digital (CME, 1993), vários mapas temáticos da estrutura de protecção costeira em termos, sobretudo, de litologia (destrinça dos tipos de material-rocha), de resistência (à compressão uniaxial) e do grau de deterioração. A cartografia dos distintos blocos de material-rocha constituiu o suporte para a definição de um zonamento dos materiais da estrutura, numa perspectiva geotécnica. No estudo das obras de protecção costeira da região de Espinho foram realizadas inspecções visuais sistemáticas em vários esporões, sendo o caso de estudo ora apresentado do denominado esporão de Paramos. Houve, igualmente, a preocupação de caracterizar *in situ* os materiais rochosos e os materiais de betão utilizados no revestimento das estruturas de protecção costeira. Assim, executou-se, por um lado, uma caracterização geológico-geotécnica de pormenor nas pedreiras que forneceram os materiais rochosos. Por outro lado, procedeu-se a uma análise apurada da documentação técnico-científica cedida pelas empresas supracitadas e contida em publicações científicas sobre o assunto (*e.g.*, Chaminé *et al.*, 1996, 2001a; Chaminé, 2000; Pizarro *et al.*, 2005). Uma versão preliminar desta metodologia, cujas investigações continuam em curso (*e.g.*, Pires *et al.*, 2006a, 2009; Pires e Chaminé, 2007, 2008a), encontra-se descrita nos trabalhos de investigação de Pires (2005, 2007).

O concelho de Espinho está situado na orla Atlântica, aproximadamente 50 km a norte de Aveiro e 20 km a sul do Porto. Com uma área de 21,42 km², tem como limites administrativos, a Norte o município de Vila Nova de Gaia, a Sul o concelho de Ovar, a Este o concelho da Feira e a Oeste o Oceano Atlântico. A costa de Espinho é protegida por um campo de cinco esporões e duas obras aderentes (Mota-Oliveira e Martins, 1991; Veloso-Gomes *et al.*, 2002). O Quadro 1 apresenta uma síntese das principais características do campo de esporões da região de Espinho. A Figura 4 representa a obra de protecção costeira em estudo – esporão de Paramos – e a área envolvente.

Quadro 1 – Síntese das características do campo de esporões da região de Espinho
(compilado de SOMAGUE, 1980; Veloso-Gomes *et al.*, 2002; Pires, 2007).

Designação	Tipo de estrutura	Localização	Ano de construção	Comprimento (m)	Esporões	
					Estudados	Presente estudo
Obra 1/1	Esporão	Espinho	1918 / 1981/83	350	X	–
Obra 2/2	Esporão	Espinho	1981 / 83	400	X	–
–	Obra aderente	Espinho	–	400	X	–
Obra 3/3	Esporão	Espinho	1981 / 83	300	X	–
Obra 4/4	Esporão	Paramos	1981 / 83	280	–	–
–	Obra aderente	Paramos	–	100	–	–
-/5	Esporão	Paramos	1985	280	X	X

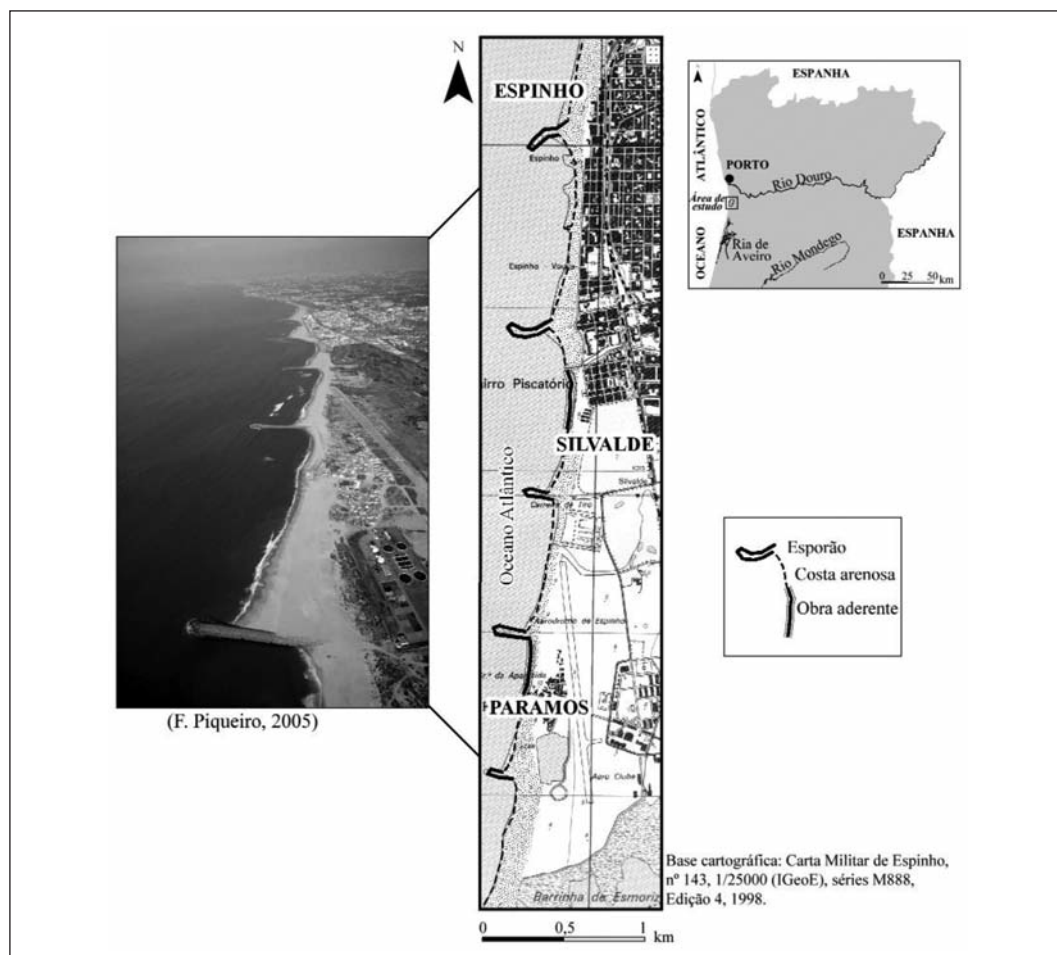


Fig. 4 – Enquadramento do esporão de Paramos na faixa costeira de Espinho (imagens aéreas cedidas gentilmente pelo Prof. Francisco Piqueiro, Fevereiro de 2005).

3 – MATERIAL E MÉTODOS

3.1 – O manual da CIRIA/CUR (1991) e CIRIA *et al.* (2007)

O “*manual of the use of rock in coastal and shoreline engineering*” (CIRIA/CUR, 1991; CIRIA *et al.*, 2007) é um guia prático sobre os procedimentos técnico-científicos a seguir na aplicação do material-rocha em obras de engenharia costeira. Este manual assenta numa abordagem aos processos de planeamento e de dimensionamento, sendo, para isso, considerados uma série de procedimentos e parâmetros geológico-geotécnicos, ambientais e económicos aplicados à engenharia costeira (*e.g.*, disponibilidade e durabilidade dos materiais; implicações ambientais; métodos de construção; estratégias futuras de procedimentos e factores económicos). Este manual pretende constituir um guia para a caracterização, o acompanhamento e o dimensionamento de uma estrutura marítima desde a origem da matéria-prima rochosa até à sua colocação em obra.

Em termos de conteúdo, o manual (na versão de 1991) encontra-se estruturado conforme é explicitado na Figura 5, em que se apresenta um diagrama lógico, demonstrando a interrelação entre os capítulos do manual, os principais processos e sub-processos. A nova versão do manual

(CIRIA *et al.*, 2007) incorpora, entre outras, novas informações baseadas na norma EN 13383 para rochas, os resultados actuais de ensaios na área da hidráulica e novos desenvolvimentos sobre a tipologia dos materiais e aspectos construtivos. Abrange, igualmente, aspectos que não se encontram ligados à engenharia costeira, tais como os materiais reciclados e as unidades de blocos de betão. Aborda, também, aspectos económicos, análise de riscos e novas exigências ambientais.

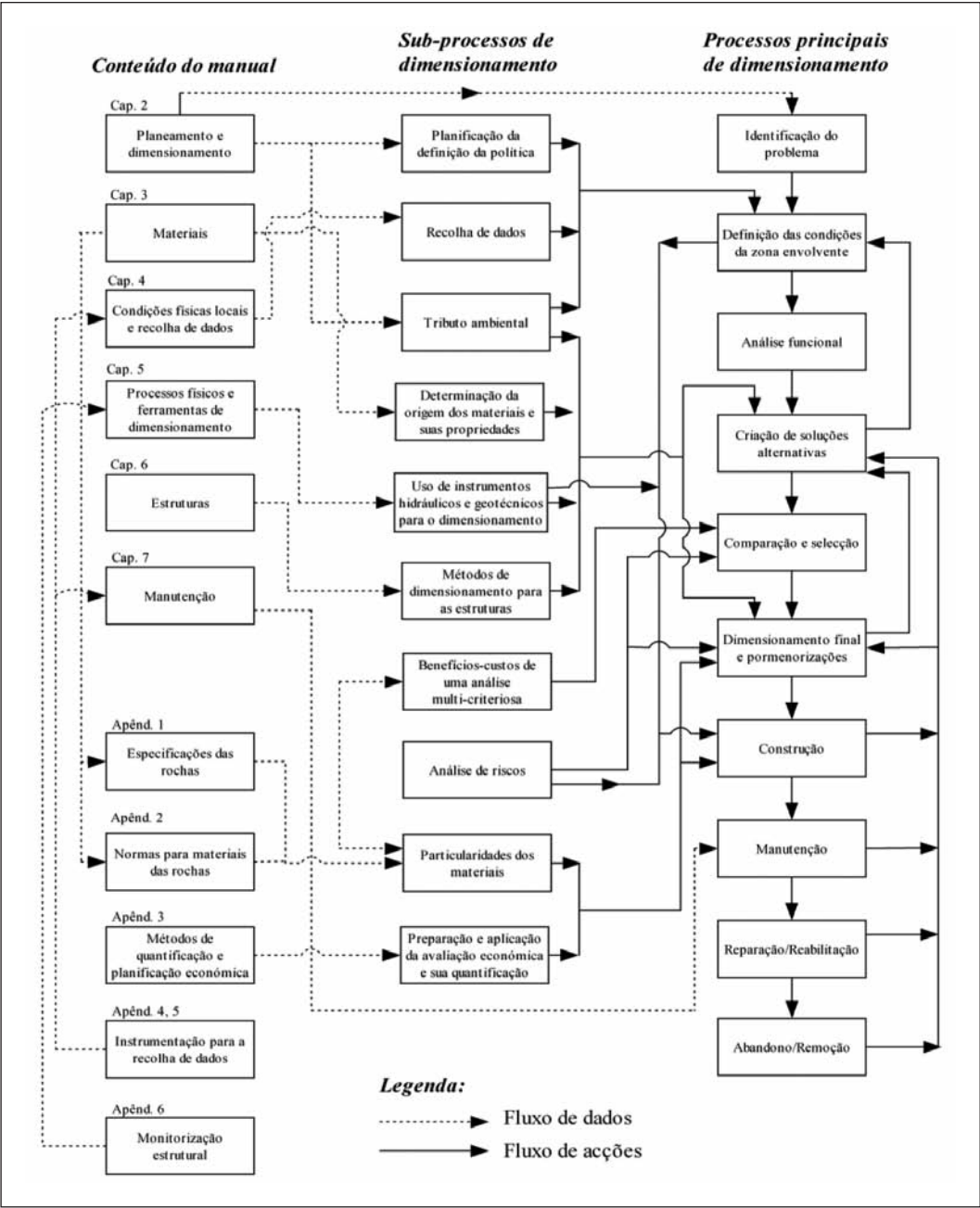


Fig. 5 – Diagrama lógico do “manual of the use of rock in coastal and shoreline engineering” (CIRIA/CUR, 1991).

3.2 – Imagens aéreas de alta resolução

A aquisição de imagens aéreas de alta resolução foi efectuada para o presente estudo recorrendo-se, para o efeito, a um helicóptero. No decurso do voo a baixa altitude a aquisição das imagens foi realizada por um operador com uma máquina fotográfica. A câmara digital foi fixada manualmente pelo operador não havendo uma ligação rígida ao helicóptero (pormenores em Gonçalves e Piqueiro, 2004). O voo realizado sobre o esporão de Paramos efectuou-se no dia 4 de Fevereiro de 2005, entre as 13:28 e 13:31 (GMT), cuja maré apresentava cerca de 2 metros de altura (IH, Fevereiro 2005). Procedeu-se a uma montagem dos fotogramas orto-rectificados obtendo-se, assim, uma imagem global do esporão que serviu de base a este estudo. Alguns resultados do voo realizado sobre o esporão de Paramos estão patentes na Figura 6.



Fig. 6 – Imagens áreas oblíquas do esporão de Paramos (imagens aéreas cedidas gentilmente pelo Prof. Francisco Piqueiro, Fevereiro de 2005).

3.3 – A técnica de amostragem linear

Outra metodologia empregue foi a designada técnica de amostragem linear usada em geologia aplicada/geotecnia de maciços rochosos (*e.g.*, Lamas, 1989; Dinis da Gama, 1995; Chaminé e Gaspar, 1995; Chaminé *et al.*, 2001b; Martins *et al.*, 2006). Esta técnica está também contemplada no manual da CIRIA/CUR (1991) e CIRIA *et al.* (2007), mas numa perspectiva de caracterização geológico-geomecânica dos blocos naturais no seu local de extracção. A técnica de amostragem linear foi aplicada na própria estrutura de protecção costeira, servindo como um apoio cartográfico para referenciar os blocos intersectados pela linha de amostragem. A técnica de amostragem linear consiste, genericamente, na colocação de uma fita graduada em superfícies expostas do maciço e no registo de parâmetros geológico-geotécnicos de todas as descontinuidades intersectadas pela fita. Neste estudo, a técnica de amostragem linear foi aplicada na própria estrutura de protecção

costeira, servindo como um apoio cartográfico para referenciar os blocos intersectados pela linha de amostragem. Na Figura 7 está exemplificada a aplicação desta técnica ao esporão de Paramos, na qual se procedeu a uma avaliação dos materiais ao longo de perfis longitudinais. Numa fase subsequente foi realizado um perfil transversal na cabeça do esporão, com o mesmo método.

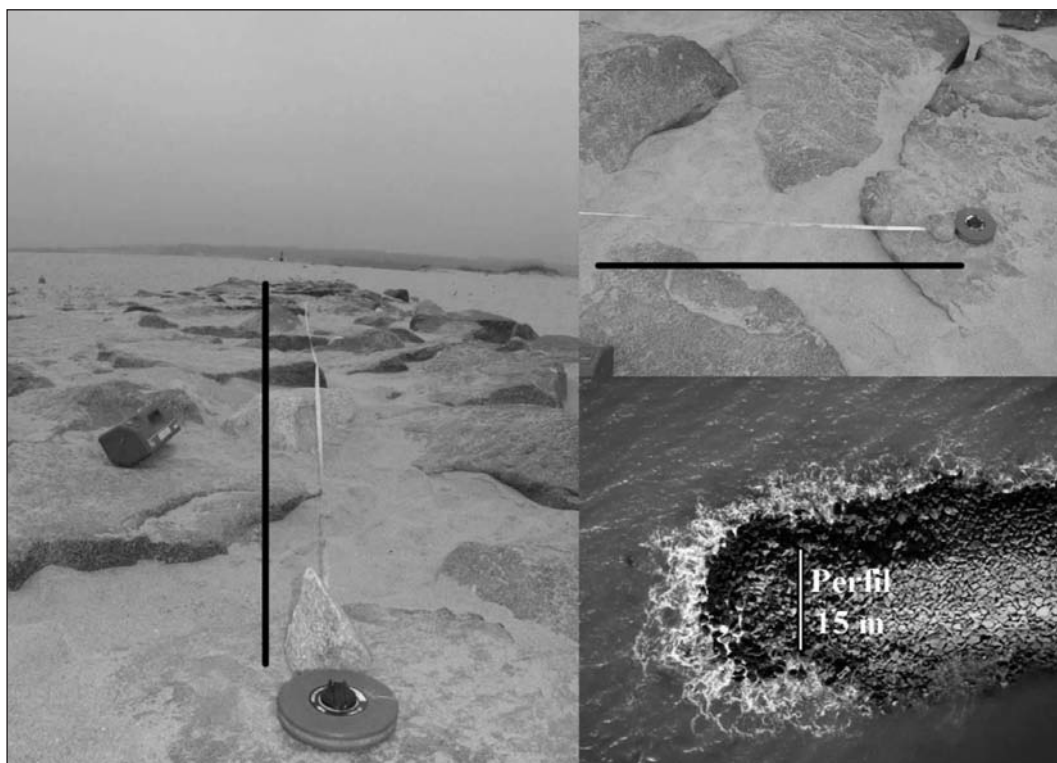


Fig. 7 – Aplicação da técnica de amostragem linear: i) no passadiço do esporão de Paramos (Espinho);
ii) num perfil transversal na área da cabeça do esporão.

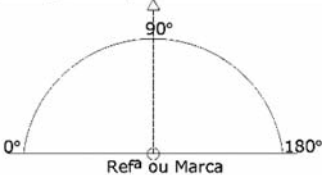
3.4 – A resistência do material-rocha

Para avaliar a resistência dos geomateriais recorreu-se ao esclerómetro portátil (*martelo de Schmidt*) da marca PROCEQ, tipos L e N, consoante se tratava de blocos de rocha ou de betão, respectivamente. Em função da dureza (ou seja, da resistência à compressão do material-rocha) registada nos ensaios e da densidade média do material rochoso, procedeu-se à determinação e classificação da resistência à compressão segundo a proposta da ISRM (1978, 1981).

3.5 – Inspeção visual e cartografia aplicada

A técnica de inspeção visual pela simples observação directa e sistemática, permite detectar modificações na estrutura, nomeadamente fracturas/fissuras nos blocos rochosos, mudanças de posição ou de orientação relativa dos blocos, e deteriorações do material dos blocos. Para tal, foi realizada uma inspeção visual a partir do coroamento do esporão e na parte superior dos blocos do manto resistente. O equipamento necessário para a recolha de informação e cartografia foi a

Finalmente, a ficha de campo desenvolvida e apresentada na Figura 9 resulta de uma abordagem geotécnica com o intuito de contribuir para uma correcta avaliação do estado da estrutura marítima, aplicada apenas ao esporão de Paramos.

Registo Fotográfico:		Referência das Fotos:	
Inspeção Visual nº		Descrição: Cabeça dos Esporões	
Foto nº:	Data:	Identificação do Esporão:	
Localização da câmara:		Hora:	
Direcção da fotografia:			
			
Notas Visuais ou Esquema:			
Observações:			

Avaliação da Cabeça do Esporão			
ANÁLISE DA ESTRUTURA			
QUEDAS	FRACTURAS	MOVIMENTOS	
Muitas	Muitas	Assentamento	
Algumas	Algumas		
Poucas	Poucas	Deslizamento	
Nenhuma	Nenhuma		
DEGRADAÇÃO SUPERFICIAL DO MATERIAL:		Muito corroído	
		Alguma corrosão	
		Bom mas c/ muitos poros superficiais	
		Em bom estado	
AVALIAÇÃO GEOLÓGICA – GEOTÉCNICA DO MATERIAL			
(Características Visuais)			
Cor		Cor	
Grau de Alteração		Grau de Alteração	
Textura/Estrutura		Textura/Estrutura	
Descrição da Rocha		Descrição da Rocha	
Identif. da Rocha		Identif. da Rocha	
Observações		Observações	
Cor		Cor	
Grau de Alteração		Grau de Alteração	
Textura/Estrutura		Textura/Estrutura	
Descrição da Rocha		Descrição da Rocha	
Identif. da Rocha		Identif. da Rocha	
Observações		Observações	
OPINIÃO GLOBAL			
ESTRUTURA		Em ruína	
		Muito Degradada	
		Degradada	
		Pouco degradada	
		Em bom estado	

Fig. 8 – Ficha de campo para a cabeça do esporão: uma proposta.

Identificação do Esporão: Paramos		Caracterização Geológica – Manto Resistente (avaliação geral)		
Descrição da rocha	Granito biotítico	Granito biotítico	Gnaiss	Betão + agregados
Identificação da(s) rocha(s) (marca, nº, etc)	1	2	3	4
Cor	Azul-acinzentado	Avermelhado-rosado	Amarelo-esbranquiçado	Cinza esbranquiçado
Grau de Alteração	W ₁ a W ₃	W ₁ a W ₃	W ₁ a W ₃₋₄	
Textura/Estrutura	Grão médio	Médio a fino	Médio-Grosso	
Observações	Granito de Lavadores	Granito de Lavadores	Gnaiss de Lourosa (bandado gnaissico)	Blocos, caixões ou material do passadiço

Direcção da “scanline”: N 93° E		Data: 11-05-2005		Hora: 9h – 13h	
Esquema da “scanline”	15 metros  Pedra do marco Pedra+15m				
	(Esquema da scanline, exemplo do 1º perfil)				
	Dureza de Schmidt – Valores de Ressonância (Rebound – R)				
Perfil nº	1		Troço (m)		0 – 15
Estação nº	1	Resultados		 ESTAÇÃO Nº 1	
Distância à origem (m)	0,2	50	62		
Identificação da rocha	2	62	61		
Grau de Alteração	W ₁	67	67		
		61	58		
		64,5	52,5		

Fig. 9 – Ficha de levantamento geológico-geotécnico para o esporão em estudo: uma proposta.

3.6 – Análise estatística

Com o objectivo de analisar eventuais diferenças entre os tipos de blocos constituintes da camada mais superficial do manto resistente da estrutura, foi efectuada uma análise estatística dos dados obtidos através da utilização do esclerómetro portátil. Os valores obtidos para os blocos medidos ($n=116$) são apresentados sob a forma de frequência relativa na estrutura, a mediana e média, bem como o erro padrão da média para a dureza de cada tipo de bloco encontrado. A análise de variância a um critério de classificação (Davis, 1986) foi utilizada para detectar eventuais diferenças de dureza média entre os tipos de blocos constituintes da estrutura estudada. O teste de comparações múltiplas de Bonferroni foi utilizado para identificar a origem das diferenças encontradas através da análise de variância. Antes da aplicação da análise de variância verificaram-se os pressupostos de normalidade das distribuições, utilizando o teste não paramétrico de Kolmogorov-Smirnov, e de homogeneidade de variâncias, utilizando o teste de Levene. Esta estrutura apresenta um número muito baixo de blocos artificiais, apenas tendo sido ensaiado um destes blocos na amostra aleatória obtida. Por esta razão este tipo de bloco foi excluído da análise de variância efectuada para estudar a dureza média. Em todos os testes estatísticos realizados o nível de significância escolhido foi de 0,05. Todos os testes estatísticos foram realizados com o programa estatístico SPSS (versão 16.0) para MS Windows.

4 – RESULTADOS E DISCUSSÃO

4.1 – Constituição de um esporão

A Figura 10 apresenta o perfil da obra correspondente ao esporão das Obras 3 e 4 do Ante-Projecto da Empreitada de Execução das Obras de Defesa e de Reconstrução das Praias de Espinho entre 1981 e 1983 (SOMAGUE, 1980). Devido às características ou parâmetros hidráulicos tidos em conta no dimensionamento, nomeadamente as correntes litorais, a agitação marítima e o vento, que eram particularmente fortes e quase permanentes no Verão, a solução projectada e adoptada para estas obras foi a solução de esporões de enrocamento cujo perfil é em tudo semelhante ao esporão em estudo (Paramos).

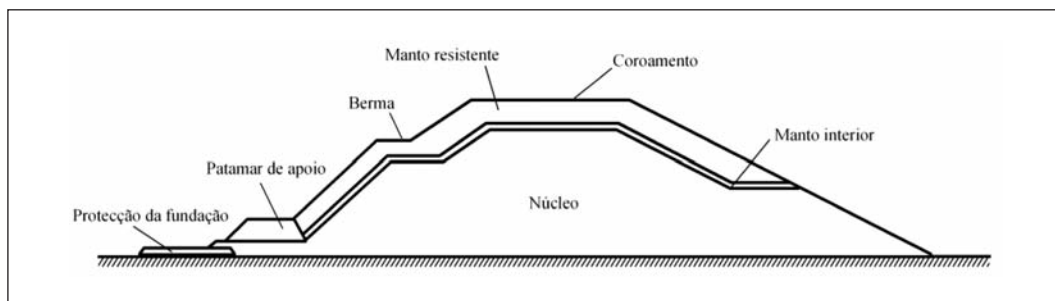


Fig. 10 – Perfil típico das Obras 3 e 4: solução de enrocamento
(adaptado de SOMAGUE, 1980 e CIRIA *et al.*, 2007).

Quanto às principais partes constituintes de um esporão, estas podem ser divididas em 4 zonas (Figura 11): i) Cabeça; ii) Coroamento; iii) Risberma; iv) Tardoz.

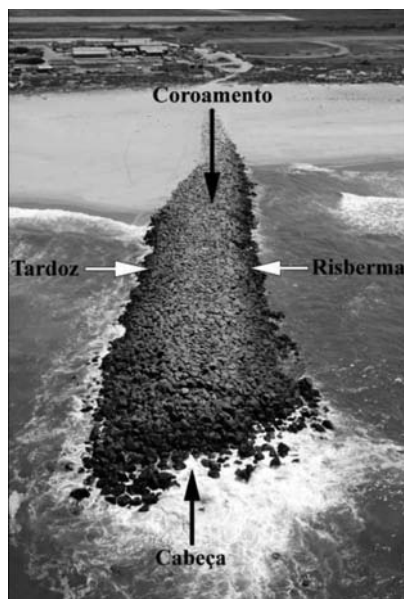


Fig. 11 – Partes constituintes de um esporão (fotografia do esporão de Paranhos realizada, em Fevereiro de 2007, pelo Prof. Francisco Piqueiro).

4.2 – Cartografia aplicada

Neste trabalho, a monitorização ou inspecção realizada ao esporão de Paramos propõe diferentes abordagens com especificidades que estão ligadas à aplicação geológico-geotécnica e estabelece princípios integradores num domínio recente denominado por geo-engenharia (*e.g.*, Bock, 2006). Seguidamente, tenta enfatizar-se a importância deste tipo de monitorização que envolve três tipos de actuações nas estruturas marítimas, a saber:

- Exploração da matéria-prima: pré-selecção do material;
- Acompanhamento da obra: monitorização;
- Monitorização pós-obra: inspecções sistemáticas.

Ao longo do estudo destaca-se a importância destas três fases no dimensionamento da estrutura, desde a escolha e selecção do material (avaliação da qualidade geológica-geotécnica no seu local de extracção) até à sua colocação em obra. A inspecção do estado dos materiais constituintes da estrutura, tem como objectivo, propor um zonamento do manto resistente da obra de modo a avaliar, em termos qualitativos e se possível quantitativos, o estado de degradação da estrutura. Os principais objectivos passaram, essencialmente, por caracterizar e avaliar alguns parâmetros da estrutura marítima, nomeadamente: o tipo de material cartografado; as características geológicas e geomecânicas; a avaliação do estado actual da estrutura; a realização de cartografia de pormenor da zona mais superficial do esporão. O esquema da Figura 12 representa os factores a ter em consideração durante a fase de planeamento de obra, apontando o interesse entre uma ligação interactiva e lógica entre processos, antes mesmo da fase de dimensionamento.

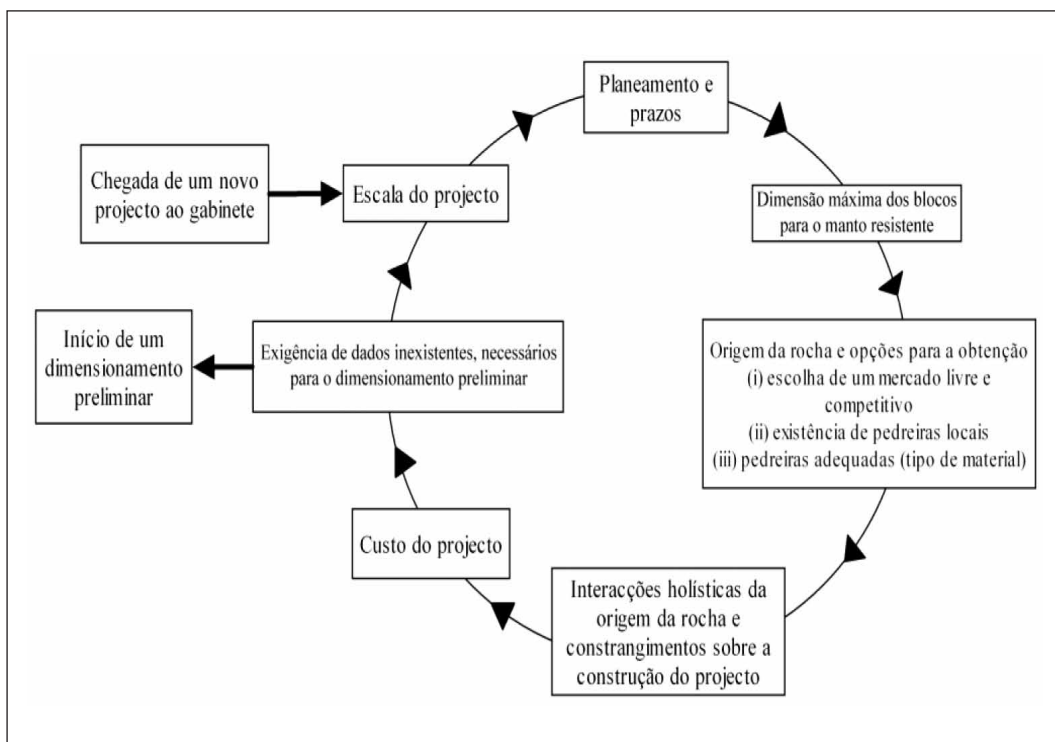


Fig. 12 – Diagrama de fluxo sobre o material a ter em conta antes da fase de concepção de uma obra marítima (CIRIA *et al.*, 2007).

A metodologia desenvolvida e aplicada, tal como se referiu anteriormente, na estrutura de protecção costeira de Paramos (Espinho) baseou-se, por um lado, na criação de uma ficha geotécnica aplicada ao reconhecimento e inspecção visual do material-rocha da estrutura e, por outro lado, no recurso a imagens adquiridas a partir de helicóptero com uma câmara digital, as quais sofreram, posteriormente, rectificação e georreferenciação, permitindo uma cartografia de pormenor dos blocos rochosos constituintes da estrutura de protecção costeira. Assim, através da fotografia aérea georreferenciada e de uma forma expedita, foram criados mapas temáticos gerais e de pormenor da estrutura de protecção, com o objectivo de cartografar a estrutura em termos de blocos constituintes, criando e apresentando diferentes avaliações de alguns parâmetros geológico-geotécnicos do material-rocha dos blocos, tais como: tipo(s) de litologia(s), características geológico-geotécnicas (cor, grau de alteração, grau de fissuração, etc.) e características geomecânicas (resistência à compressão uniaxial através de ensaios esclerométricos). Nos levantamentos de pormenor recorreu-se à técnica de amostragem linear, a partir de perfis referenciados, o que permitiu de uma forma sistemática a recolha dos dados e o registo numa ficha de campo desenvolvida para o efeito. Para essa avaliação dos blocos era necessário recorrer a algumas classificações (semi) quantitativas de modo a avaliar convenientemente os parâmetros geológico-geotécnicos. Para a classificação do grau de alteração das rochas naturais recorreu-se à avaliação propostas pela ISRM (1978, 1981) e pela GSE (1995).

Toda a cartografia realizada foi complementada com reconhecimentos ao longo da estrutura, para se recolher de forma sistemática todos os dados considerados relevantes. E como numa inspecção deste tipo é muito importante a recolha de dados, foram preenchidas as fichas de campo que permitirão uma avaliação recorrendo-se a parâmetros geológico-geotécnicos. Para além da realização da cartografia de pormenor, também foram realizadas inspecções à zona da cabeça do esporão e uma avaliação global à estrutura, onde se pretendia analisar e registar o estado actual da estrutura.

4.3 – Aplicação ao esporão de Paramos

O esporão do Paramos, no período de estudo entre 2005 e 2007, constituía uma estrutura pouco degradada e com evidência de algumas quedas e ruína do material na zona da cabeça que, de facto, é uma área de grande susceptibilidade à deterioração, e poder-se-á dizer que é um esporão com um estado de conservação médio (*Nível 2*; Santos *et al.*, 2003). Após a identificação dos materiais constituintes através da fotografia aérea e complementada por reconhecimentos de campo, verificou-se que o material que se encontra em maior número é o granito azul, mas também apresenta alguns granitos rosa e gnaisses em grande quantidade e colocados aparentemente de forma aleatória ao longo do seu manto resistente (Quadro 2). Este esporão apresenta alguma heterogeneidade e aleatoriedade na colocação dos materiais constituintes. A Figura 13 corresponde à cartografia das litologias dos blocos naturais e dos materiais de betão constituintes do esporão de Paramos. Para a execução deste mapa de base procedeu-se à cartografia de campo exaustiva, de mais de 4900 blocos de material-rocha e de 4 blocos de betão, apoiada pela imagem aérea de alta resolução realizada propositadamente para este estudo. Para a execução deste mapa procedeu-se, numa primeira fase, à vectorização de todos os blocos que compõem a estrutura, com base na imagem aérea de alta resolução, orto-rectificada efectuada para o efeito e, numa fase subsequente, elaboraram-se minutas de terreno para se refinar a cartografia *in situ*, recorrendo à terminologia e procedimentos geológico-geotécnicos da ISRM (1978, 1981, 2007), da GSE (1995), da CFCEFF (1996) e da cartografia geológica aplicada à engenharia (Zuquette e Gandolfi, 2004).

Quadro 2 – Síntese das características dos blocos de rocha e de betão identificados no Esporão de Paramos (parâmetros geológico-geotécnicos, segundo a ISRM, 1978, 1981 e a GSE, 1995; base litológica e geológica das fácies graníticas, segundo Chaminé, 2000 e Chaminé *et al.*, 2001a).

BLOCOS DE ROCHA				BLOCOS DE BETÃO
Cor	Azul-acinzentado	Rosa-avermelhado	Amarelo-esbranquiçado	Cinza esbranquiçado
Grau de Alteração	W ₁₋₂	W ₁	W ₂ / W ₃	–
Textura/estrutura	Grão médio	Grão médio a fino	Grão médio a grosseiro; bandado gnáissico	–
Descrição da rocha/material	<i>Granito biotítico</i>	<i>Granito biotítico</i>	<i>Gnaisse</i>	<i>Betão + agregados</i>
Identificação da rocha	1	2	3	4
Fácies granítica	Granito de Lavadores	Granito de Lavadores	Gnaisse de Lourosa	–
Observações	–	–	–	Tampa de betão (mistura de agregados com quartzo + granito)

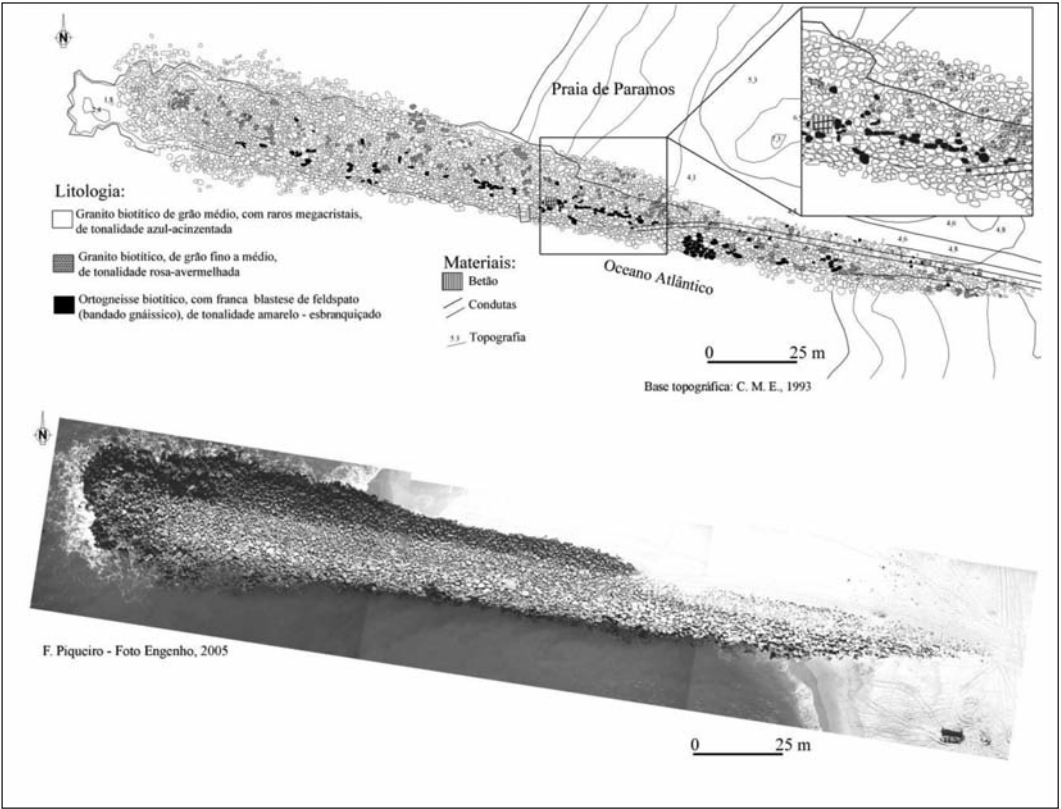


Fig. 13 – Mapa de litologias dos blocos naturais e materiais constituintes do esporão de Paramos.

4.4 – Proposta para o zonamento da estrutura

Quanto à caracterização geomecânica realizada no material-rocha da estrutura de protecção costeira foram efectuadas 116 estações geomecânicas ao longo de 16 perfis de amostragem linear (com uma extensão de 15m cada um), nos quais se efectuaram ensaios esclerométricos no material-rocha e se registaram numa ficha de campo vários parâmetros geológicos (litologia, tonalidade, textura/estrutura) e geotécnicos (grau de alteração, resistência). Foram reconhecidos diferentes tipos de blocos aplicados: rocha natural (granitos e gnaisses) e material artificial (betão ou mistura, i.e., betão + agregados). Este reconhecimento superficial dos blocos constituintes da estrutura revela a importância que os materiais aplicados neste tipo de obras de engenharia apresentam, para a longevidade e sucesso das mesmas. A cartografia aplicada proporcionou uma avaliação do estado actual da estrutura, assim como do próprio material de revestimento. Através dos valores de ressalto obtidos com o martelo de Schmidt, foi estimada a resistência à compressão uniaxial dos blocos ao longo do manto resistente da estrutura, de acordo com a classificação geológico-geotécnica da ISRM (1981).

O Quadro 3 sintetiza as características geotécnicas ao longo dos blocos do manto resistente e do grau de deterioração em termos de estado actual do esporão. Foram definidas três zonas distintas ao longo do manto resistente, i.e., zonas I, II/III e IV com graus de deterioração muito baixo, elevado/médio e baixo, respectivamente (Quadro 3).

Quadro 3 – Síntese dos dados geomecânicos para o zonamento da estrutura. Valores obtidos para 116 estações geomecânicas segundo os perfis de amostragem linear. (1: granito azul-acinzentado; 2: granito rosa-avermelhado; 3: gnaiss; 4: betão + agregados).

Designação / Zonas do Esporão	Litologia / Grau de Alteração (ISRM, 1981)	Identificação da rocha	Número estações geomecânicas (n)	Ressalto/ <i>Rebound</i> (R)	Resistência à Compressão Uniaxial (MPa) [ISRM, 1981]	Estado actual (Grau de deterioração)
Coroamento (ZI)	Predominância do granito rosa-avermelhado; W ₁	2	39	54 - 57	175 – 225 [S ₁]	Muito baixo
Tardoz (ZIV)	Granito azul-acinzentado e gnaiss; W ₃ a W ₂	3	25	46 - 48	120 – 135 [S ₂]	Baixo
Risberma + Cabeça (ZIII / ZII)	Predominância do granito azul-acinzentado; W ₁₋₂	1	51	49 - 51	140 – 150 [S ₂]	Médio/Elevado

Verificou-se que para a camada mais superficial desta estrutura os blocos mais frequentes são os granitos azul-acinzentados (44%) e os granitos rosa-avermelhados (34%) (Figura 14 e Quadro 4). Os blocos artificiais (betão+agregados) foram encontrados ocasionalmente (1%) ao longo do manto resistente. A análise de variância efectuada aos dados obtidos através do esclerómetro revelou a existência de diferenças estatisticamente significativas entre a dureza dos diferentes tipos de blocos ($F_{(2,112)} = 7,0$; $p = 0,001$). Os blocos de granito rosa-avermelhados parecem apresentar uma dureza superior ($54,5 + 0,88$) aos de granito azul-acinzentados ($50,3 + 0,95$; $p = 0,023$) e dos gnaisses ($47,9 + 2,08$; $p = 0,002$).

Quadro 4 – Quadro 4 – Síntese dos dados estatísticos.

Identificação da rocha	n	Mediana Ressalto/Rebound (R)	Média ± EPM
1	51	50,2	47,9 + 2,08 ^b
2	39	56,0	54,5 + 0,88 ^a
3	25	51,6	50,3 + 0,95 ^b

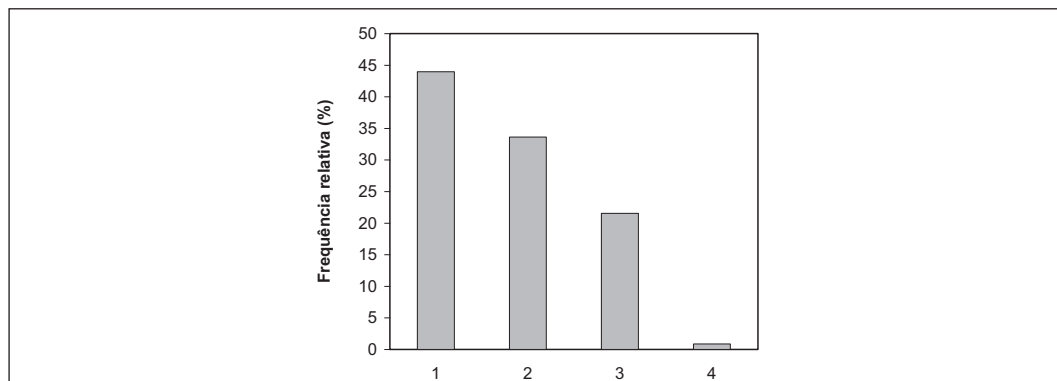


Fig. 14 – Frequência relativa dos blocos constituintes do manto resistente da estrutura (1: granito azul-acinzentado; 2: granito rosa-avermelhado; 3: gnaisse; 4: betão + agregados) e dados estatísticos relativo aos valores de ressaltos. As letras diferentes (a,b) identificam diferenças estatisticamente significativas; EPM – Erro padrão da média.

Na Figura 15, distinguem-se três zonas que representam a mediana dos valores de ressaltos (R) obtidos com base nos referidos ensaios esclerométricos. Verificou-se que os valores registados se encontram em conformidade com as litologias e materiais cartografados, demonstrando que para o caso apresentado, a zona do coroamento com predominância de granito rosa-avermelhado apresenta valores mais elevados como já foi referido anteriormente. A Figura 16 representa uma avaliação do estado actual da estrutura em termos de deterioração da zona mais superficial do manto resistente e revela que a zona com predominância de granito azul-acinzentado (cabeça) é uma zona de grande susceptibilidade e com um grau de deterioração elevado, sendo, por isso uma das zonas que deveria estar sujeita a reparações. O cruzamento de todos os parâmetros geotécnicos e geomecânicos obtidos ao longo da inspecção visual realizada, particularmente, os dados petrofísicos, grau de alteração e resistência à compressão uniaxial, permitiram a definição de uma proposta para o zonamento do manto resistente do esporão de Paramos. A Zona I (ZI), correspondente ao coroamento do esporão, apresentou valores de resistência mais elevados (entre 175 e 225 MPa) relativamente às restantes zonas; esta zona é predominantemente constituída pelo granito rosa-avermelhado, com grão médio a fino. As Zonas II (ZII, cabeça) e III (ZIII, risberma), apresentaram as mesmas características geotécnicas, nomeadamente a predominância de granito azul-acinzentado, com grão médio e essencialmente biotítico, com valores de resistência entre 140 e 150 MPa. Finalmente a Zona IV (ZIV), correspondente ao tardo, exibiu valores de resistência mais baixos (no intervalo 120 a 135 MPa); trata-se de uma zona constituída por gnaisses amarelo-esbranquiçados, de grão médio a grosseiro, com megacristais de feldspato e granito azul-acinzentado. Esta metodologia permitiu o zonamento do revestimento rochoso da estrutura de protecção costeira de Paramos, caracterizando-a em termos do seu grau de deterioração. Os resultados alcançados permitem concluir que, por vezes, as zonas de maior solicitação (cabeça e risberma), apresentam menores valores de resistência nos

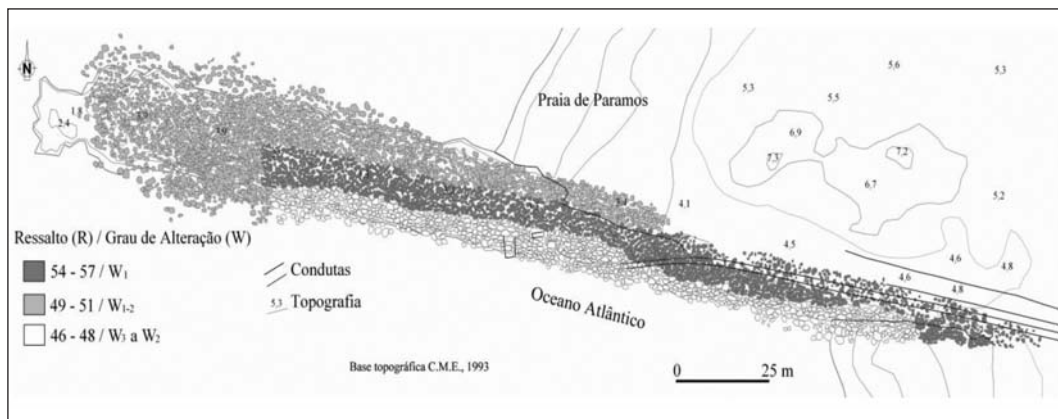


Fig. 15 – Mapa com os valores de Ressonância (R) com base nos ensaios esclerométricos e grau de alteração (W) para o esporão de Paramos.

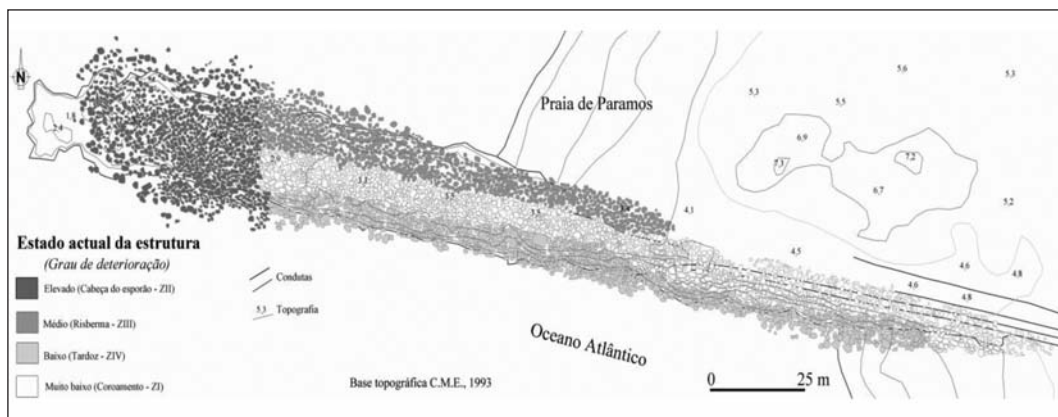


Fig. 16 – Zonamento para o manto resistente: uma proposta de síntese com a avaliação do estado actual da estrutura e grau de deterioração (esporão de Paramos).

materiais rochosos, comparativamente com as zonas de baixo grau de deterioração (coroamento e tardoz). Além disso, os resultados obtidos na análise aos valores de ressonância dos diferentes tipos de blocos sugerem que o granito rosa-avermelhado será o material-rocha mais resistente. Este aspecto poderá ser relevante, quer em termos construtivos quer de dimensionamento de novas estruturas deste género. Efectivamente, considerando que a cabeça do esporão é uma das zonas mais susceptíveis à acção do mar e com maior grau de deterioração, este granito poderá constituir a escolha mais adequada para aplicação futura nesta zona dos esporões.

Estes resultados conduzem a novas perspectivas a ter em conta para a manutenção de estruturas de protecção costeira. Este estudo mais específico foi baseado na inspecção e avaliação do esporão de Paramos pós-obra, através de uma análise integrada que permite aferir o seu estado estrutural. No entanto, é importante enfatizar a importância no acompanhamento da obra desde a selecção do material e avaliação da sua qualidade geotécnica no seu local de extracção até à sua colocação em obra. Determinar a disponibilidade do material-rocha (para enrocamento) e realizar

estudos geológico-geotécnicos pormenorizados dos blocos, são etapas importantes ao longo do dimensionamento de uma dada obra de protecção costeira que deverão ser executadas em fases preliminares de um determinado projecto (CIRIA/CUR, 1991; CIRIA *et al.*, 2007). Assim, esta abordagem permitirá seleccionar zonas que estarão sujeitas (a curto ou médio prazo) a reforços ou reparações na estrutura, conduzindo estas obras de reabilitação a menores custos económicos.

5 – CONCLUSÕES

A aplicação da metodologia esboçada anteriormente permitiu avaliar o estado de conservação da estrutura hidráulica, especialmente dos seus materiais de revestimento. Através do reconhecimento visual de terreno e da execução de geo-cartografia SIG temática – apoiada numa base fotográfica de alta resolução, orto-rectificada e georreferenciada – foi possível tecer algumas considerações, não só em termos de caracterização geotécnica dos materiais pétreos e outros, mas também sobre o grau de deterioração da estrutura. Deste modo, este estudo propõe um zonamento dos geomateriais ao longo da estrutura marítima em termos de deterioração, sendo definidas zonas de distinta qualidade geotécnica dos blocos. Através desta abordagem integradora foi criada e proposta uma ficha de avaliação geotécnica aplicada à inspecção e monitorização de obras de protecção costeira. A perspectiva apresentada ao longo deste estudo teve como objectivo o enquadramento de um projecto de engenharia costeira, quer ao nível dos estudos de concepção e dimensionamento, quer ao nível de estudos de reparação e/ou conservação de uma super-estrutura de protecção com as características das existentes na região de Espinho. Esta abordagem exploratória, actualmente em desenvolvimento através do projecto GISCOAST (Pires *et al.*, 2009), demonstrou ser uma mais valia a ter em conta no que diz respeito ao projecto das estruturas de protecção costeira e da influência das alterações climáticas nos geomateriais utilizados nas obras de protecção costeira (Dupray e Simm, 2008). No entanto, o presente estudo enfatiza a importância e a necessidade de se realizarem estudos geológico-geotécnicos rigorosos da matéria-prima rochosa, no seu local de origem (pedreira) para uma maior eficácia na colocação e revestimento da estrutura de protecção costeira (Pires e Chaminé, 2008a,b).

A monitorização das zonas costeiras é, em geral, imprescindível, dada a sua dinâmica natural e as consequências das intervenções humanas mais ou menos sistemáticas. Por isso, a inspecção visual, a realização de cartografia de pormenor e a avaliação geológico-geotécnica dos geomateriais poderão assumir um papel relevante, visto possibilitarem a avaliação do estado actual da estrutura e, consequentemente, o estado dos seus blocos constituintes. Em síntese, uma abordagem interdisciplinar em geo-engenharia aplicada às estruturas de protecção costeira, desde a origem da matéria-prima rochosa até à sua colocação em obra, constituirá, por certo, uma mais valia em projectos de engenharia costeira.

6 – AGRADECIMENTOS

O presente estudo baseia-se, em parte, na fase embrionária de investigação enquadrada na tese de licenciatura de A. Pires. São devidos agradecimentos à direcção da empresa Irmãos Cavacos, SA, em particular ao Eng. Araújo Lopes, por todas as informações técnicas partilhadas. Ao Eng. A. Mota Freitas (SOMAGUE) pela cedência de importantes dados sobre as obras marítimas de Espinho. Ao Prof. F. Piqueiro (FEUP) pela aquisição da fotografia aérea que possibilitou inequivocamente a realização deste trabalho. Ao Dr. A. Santos, Eng. A. Fortunato e Eng. A. Covas, do LNEC, pelas preciosas indicações bibliográficas numa fase preliminar do estudo. Foram, igualmente, determi-

nantes as trocas de impressões e apoios dos colegas E. Brògueira Dias (APDL), F. Rocha (UA), S. Dupray (CETMEF, França), P. Freire (LNEC), A. Pérez-Alberti (USC, Espanha), R. Teixeira (CCDR-N) e J. Simm (HR Wallingford, Reino Unido). A. Pires recebeu apoio da FCT através da bolsa de doutoramento SFRH/BD/43175/2008. Um agradecimento especial aos revisores anónimos pela leitura crítica do manuscrito.

7 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Bock, H. (2006). *Common ground in engineering geology, soil mechanics and rock mechanics: past, present and future*. Bull. Eng. Geol. Env., 65: 209-216.
- C.M.E. – Câmara Municipal de Espinho (1993). Base cartográfica digital da Câmara Municipal de Espinho.
- Canilho, M. H. (1975). *Contribuição para o conhecimento do granito de Lavadores*. Boletim Sociedade Geológica Portugal. 19, 3: 173-193.
- CFCFF – Committee on Fracture Characterization and Fluid Flow (1996). *Rock fractures and fluid flow: contemporary understanding and applications*. National Research Council, National Academy Press, 568 p.
- Chaminé, H. I. (2000). *Estratigrafia e estrutura da faixa metamórfica de Espinho-Albergaria-a-Velha (Zona de Ossa-Morena): implicações geodinâmicas*. Universidade do Porto, 497 p. (Tese de Doutoramento).
- Chaminé, H. I.; Gaspar, A. F. (1995). *Estudo da compartimentação de maciços rochosos pela técnica de amostragem linear: Aplicação a uma travessa da Mina de Carvão de Germunde*. Estudos, Notas & Trabalhos Inst. Geol. Min., Porto, 37: 97-111.
- Chaminé, H. I.; Almeida, A.; Moreira, M. E.; Lemos de Sousa, M. J.; Fonseca, P. E. (2001a). *Caracterização geoquímica preliminar de rochas ortoderivadas da faixa metamórfica de Espinho-Albergaria-a-Velha (Zona de Ossa-Morena, NW de Portugal): implicações geotectónicas*. In: M. Lago, E. Arranz & C. Galé (eds.), *Proceedings III Congreso Ibérico de Geoquímica*, Instituto Tecnológico de Aragón, Zaragoza. pp. 331-336.
- Chaminé, H. I.; Dias, A. G.; Dinis da Gama, C. (2001b). *Estudo geológico e geomecânico do maciço granítico de Lamoso (Paços de Ferreira, NW de Portugal)*. Geociências, Revista da Universidade de Aveiro, 15: 79-92.
- Chaminé, H. I.; Fonseca, P. E.; Pereira, E.; Ribeiro, A. (1996). *Estruturas desenvolvidas em ortognaisses da Unidade de Lourosa induzidas pelo carregamento de S. João-de-Ver; Aspectos da deformação autóctone (Sector Espinho-Albergaria, Zona de Ossa Morena)*. In: Resumos alargados da 2ª Conferência Anual do GGET. Faculdade de Ciências da Universidade de Lisboa. pp. 45-48.
- Chaminé, H. I.; Gama Pereira, L. C.; Fonseca, P. E.; Noronha, F.; Lemos de Sousa, M. J. (2003). *Tectonoestratigrafia da faixa de cisalhamento de Porto-Albergaria-a-Velha-Coimbra-Tomar, entre as Zonas Centro-Ibérica e de Ossa-Morena (Maciço Ibérico, W de Portugal)*. Cadernos Lab. Xeol. Laxe, A Coruña, 28: 37-78.
- CIRIA/CUR (1991). *Manual of the use of rock in coastal and shoreline engineering*. Construction Industry Research and Information Association, Special Publication 83, Centre for Civil Engineering Research and Codes Report 154. Edição CIRIA/CUR, 607 p.

- CIRIA, CUR, CETMEF (2007). *The rock manual: the use of rock in hydraulic engineering*. 2nd edition. C683. CIRIA, London. 1200 p.
- Davis, J.C. (1986). *Statistics and data analysis in Geology*. 2nd Edition, John Wiley & Sons, Inc. Singapore. 646 p.
- Dias, R. e Ribeiro, A. (1993). *Porto-Tomar shear zone, a major structure since the beginning of the variscan orogeny*. Comunicações Inst. Geol. Min., 79: 31-40.
- Dinis da Gama, C. (1995). *Aspectos geotécnicos y de fracturación en la explotación de canteras*. In: C. López Jimeno (ed.). Cap. 10 del Manual de Rocas Ornamentales. Entorno Gráfico. S.L., Madrid, pp. 231-246.
- Dupray, S.; Simm, J. (2008). *Climate change materials and materials use*. The Edge, magazine of coastnet, Coastal Industry, UK, pp. 14-15.
- Freire de Andrade, C. (1938-1940). *Algumas considerações sobre a geologia dos arredores de Espinho e das Caldas de S. Jorge*. Boletim Mus. Labor. Miner. Geol. Fac. Ciênc. Univ. Lisboa, 3^a Sér., 7-8: 23-35.
- Gomes, A. (2008). *Evolução geomorfológica da plataforma litoral entre Espinho e Águeda*. Departamento de Geografia, Universidade do Porto. 339 pp. (Tese de Doutoramento).
- Gomes, N. (1977). *Tipos de esporões e aspectos construtivos*. Seminário sobre obras de protecção costeira, Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC). Seminário 210, Lisboa.
- Gonçalves, J. A.; Piqueiro, F. (2004). *Geo-referenciação de imagens aéreas de uma câmara digital não métrica: aplicação à Costa Oeste de Portugal Continental entre a Figueira da Foz a Nazaré*. Actas do VIII Encontro de Utilizadores de Informação Geográfica, ESIG'2004, Oeiras. pp.1-8.
- GSE – Geological Society Engineering Group Working Party Report (1995). *The description and classification of weathered rocks for engineering purposes*. Quarterly Journal of Engineering Geology, Geological Society, 28 (3): 207-242.
- IH – Instituto Hidrográfico (2005). Tabela de Marés. Instituto Hidrográfico, consulta ao site em Fevereiro de 2005.
- ISRM – International Society for Rock Mechanics (1978). *Suggested methods for the quantitative description of discontinuities in rock masses*. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geom. Abstr., 15 (6): 319-368.
- ISRM – International Society for Rock Mechanics (1981). *Basic geotechnical description of rock masses*. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geom. Abstr., 18: 85-110.
- ISRM – International Society for Rock Mechanics (2007). *The complete ISRM suggested methods for characterization, testing and monitoring: 1974-2006*. In: R. Ulusay & J.A. Hudson (eds.), suggested methods prepared by the Commission on Testing Methods, ISRM. Ankara, Turkey. 628 p.
- Lamas, L. N. (1989). *Estudo da compartimentação de maciços rochosos por uma técnica de amostragem linear e dos blocos formados pelas descontinuidades: Aplicação a uma galeria do Alto Lindoso*. 3^o Congresso Nacional Geotecnia. SPG, 3: C33-C44.
- LCPC – Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (1989). *Les enrochements*. Ministère de l'Équipement, LCPC, Paris, 106 p.

- Marçal, A.; Teodoro, A.; Veloso-Gomes, F. (2004). *Monitoring the sea breaking zone in northwest Portugal using Earth observation*. Projecto COSAT. Programa POCTI/FEDER. 24th EARSel Symposium. New Strategies for European Remote Sensing. Croatia.
- Martins, R.; Moreira, P.; Pereira, C. S.; Neto, E. P.; Pereira, A. M.; Teixeira, J.; Vieira, A.; Chaminé, H. I. (2006). *A técnica de amostragem linear aplicada a estudos de compartimentação de maciços rochosos no Norte de Portugal*. In: Actas do 10.º Congresso Nacional de Geotecnia. Sociedade Portuguesa de Geotecnia / Univ. Nova de Lisboa, 1: 255-264.
- Mota Oliveira, I. B.; Martins, L. M. (1991). *Obras de defesa e de reconstrução das praias de Espinho*. Revista da Associação Portuguesa de Recursos Hídricos, 12 (1/2): 71-88.
- Pires, A. (2005). *Um programa de monitorização sistemática de obras marítimas numa perspectiva da geoengenharia: o caso dos esporões da região de Espinho*. Relatório de projecto final de licenciatura em Engenharia Geotécnica. Departamento de Engenharia Geotécnica, ISEP, Porto, texto, 202 p.; anexos, 174 p. (Relatório inédito).
- Pires, A. (2007). *Geoengenharia e inspecção de obras marítimas: da matéria-prima à estrutura de protecção*. Universidade de Aveiro, texto, 268 p.; anexos, 140 p. e 4 mapas (Tese de mestrado).
- Pires, A.; Chaminé, H. I. (2007). *Geotechnical mapping evaluation of rock groynes in Espinho area (NW Portugal)*. In: L. Ribeiro e Sousa, C. Olalla & N. F. Grossmann (eds.), Proceedings of the 11th ISRM Congress of the International Society for Rock Mechanics, Lisbon. Francis & Taylor Group, London. 1: 307-310.
- Pires, A.; Chaminé, H. I. (2008a). *Aplicação SIG na geoengenharia de esporões: uma proposta metodológica para a caracterização de pedreiras*. In: Actas do 11º Congresso Nacional de Geotecnia. Sociedade Portuguesa de Geotecnia / Univ. de Coimbra. 1: 307-314.
- Pires, A.; Chaminé, H. I. (2008b). *A geotecnia aplicada à inspecção de obras marítimas*. Tecnologia e Vida, Revista da Secção Regional do Norte da ANET, Porto, 3: 36-38.
- Pires, A.; Miranda, F. S.; Gomes, A.; Chaminé, H. I. (2006a). *Cartografia e inspecção de esporões da região de Espinho: uma proposta metodológica na perspectiva da geotecnia*. In: Actas do 10º Congresso Nacional de Geotecnia. Sociedade Portuguesa de Geotecnia / Univ. Nova de Lisboa. 1: 165-174.
- Pires, A.; Gomes, A.; Chaminé, H. I. (2006b). *Morfodinâmica de sistemas costeiros: um exemplo de aplicação metodológica de SIG na costa de Espinho*. Livro de Resumos do 5º Simpósio sobre a Margem Ibérica Atlântica, 2 a 4 de Novembro, Aveiro. pp. 167-168.
- Pires, A.; Vinagre, A.; Gomes, A.; Chaminé, H. I. (2007). *Aplicação SIG ao ordenamento do território na frente urbana de Espinho: uma previsão baseada na análise histórica da dinâmica costeira*. In: Dinâmicas geomorfológicas. Metodologias. Aplicação (3º Congresso Nacional de Geomorfologia). Publicações da Associação Portuguesa de Geomorfólogos, APGeom, Lisboa. 5: 281-291.
- Pires, A.; Rocha, F.; Piqueiro, F.; Gomes, A.; Chaminé, H. I. (2009). *GIS mapping and geoengineering assessment of coastal system structures: GISCOAST project (NW Portugal, Iberia)*. Book of Abstracts of the CoastGIS'09, Santa Catarina, Brazil, 1 p.
- Pizarro, S.; Gomes, L.; Dinis da Gama, C.; Lopes, A.; Chaminé, H. I. (2005). *Aplicação de sistemas ópticos na avaliação granulométrica de granitóides para produção de inertes: o caso da pedreira de Malaposta (NW de Portugal)*. Cadernos Lab. Xeol. Laxe, A Coruña, 30: 57-74.

- Ribeiro, A.; Munhá, J.; Dias, R.; Mateus, A.; Pereira, E.; Ribeiro, L.; Fonseca, P.E.; Araújo, A.; Oliveira, J. T.; Romão, J.; Chaminé, H. I.; Coke, C.; Pedro, J. (2007). *Geodynamic evolution of the SW Europe Variscides*. Tectonics, 26, TC6009: 1-24
- Santos, J.; Neves, M.; Silva, L. G. (2003). *Rubble-mound breakwater inspection in Portugal*. Relatório do Laboratório Nacional de Engenharia Civil.
- Silva, L. G. (1996). *Observação sistemática de quebra-mares de talude da costa portuguesa*. Revista da Associação Portuguesa de Recursos Hídricos, 17 (1): 13-24.
- Soares de Carvalho, G. (1985). *A evolução do litoral (conceitos e aplicações)*. Geonovas, Revista da Associação Portuguesa de Geólogos, Lisboa, 8-9: 3-15.
- SOMAGUE (1980). *Obras de defesa de Espinho: ante-projecto memória descritiva e programa de trabalhos*. SOMAGUE / DGP-Direcção Geral de Portos. (Relatório Inédito).
- USACE – U. S. Army Coastal Engineering Research Centre (2002a). *Coastal Engineering Manual*. Dep. of the Army, U. S. Army Corps of Engineers.
- USACE – U. S. Army Coastal Engineering Research Centre (2002b). *Engineering and design: hydrographic surveying*, EM 1110-2-1003. Dep. of the Army, U. S. Army Corps of Engineers.
- Veloso-Gomes, F.; Papadatos, M. (1995). *Metodologia para a quantificação da vulnerabilidade e risco de exposição das orlas costeiras às acções energéticas do mar*. Actas XI Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos e do II Simpósio de Hidráulica e Recursos Hídricos dos Países de Língua Oficial Portuguesa. Recife, Brasil
- Veloso-Gomes, F.; Taveira-Pinto, F.; Barbosa, J.; Neves, L.; Coelho, C. (2002). *High risk situation in the NW Portuguese Coast: Douro River - Cape Mondego*. Proceedings of the 6th International Symposium LITTORAL 2002. Associação EUROCOAST-PORTUGAL. pp. 411-421.
- Vinha da Silva, M. M.; Neiva, A. (1999). *Geoquímica dos minerais dos encraves microgranulares do granito de Lavadores (Vila Nova de Gaia)*. In: L. Aires-Barros, M.J. Matias; M.J. Basto (eds), Actas do II Congresso Ibérico de Geoquímica, Instituto Superior Técnico, Lisboa. pp. 41-44.
- Zuquette, L. V.; Gandolfi, N. (2004). *Cartografia geotécnica*. Oficina de textos, Brasil, 189 p.

MELHORAMENTO DO DESEMPENHO DE MISTURAS DE SOLO-CIMENTO COM RECURSO A ACTIVADORES DE BAIXO CUSTO

Improvement of soils stabilized with cement performance using low cost activators

Maria de Lurdes Cruz*

Said Jalali**

RESUMO – Este artigo apresenta os resultados de um trabalho de investigação realizado para avaliar os efeitos da utilização de cimento nos solos residuais graníticos, sob o ponto de vista da capacidade de carga e da durabilidade. Registaram-se as resistências à compressão simples e à tracção por compressão diametral, para avaliação das características mecânicas, enquanto que para a durabilidade, foi avaliada a absorção de água por capilaridade e a perda da resistência à compressão por saturação e devido a ciclos de molhagem-secagem e de gelo-degelo. Para melhorar o desempenho das misturas de solo-cimento foram estudados os efeitos da utilização de activadores de baixo custo em pequenas percentagens. Os resultados demonstram que a utilização do cimento melhora o desempenho mecânico e a durabilidade dos solos residuais graníticos. Mais ainda, foi observado que alguns dos activadores estudados melhoram significativamente o desempenho mecânico das misturas, tornando-se uma vantajosa alternativa ao aumento do teor em cimento.

SYNOPSIS – This research work deals with estimating the beneficial effect of using Portland cement for stabilizing residual granitic soils. The mechanical behaviour of stabilized soils was evaluated through compressive strength tests and indirect tensile test using Brazilian method. The durability performance was evaluated by capillary water absorption, loss of compressive strength due to saturation, wet-dry and freeze-thaw cycles. Furthermore, low cost activators were used in small quantities in order to enhance the durability and mechanical performance of the mixtures. Results obtained indicate that, as expected, Portland cement is effective in increasing the durability and mechanical performance of residual granitic soils. Furthermore, it was observed that some activators enhance significantly the mechanical performance of soil-cement mixtures, being a worthwhile alternative to the increase of the cement content.

PALAVRAS CHAVE – Solo-cimento, activadores, características mecânicas, durabilidade.

1 – INTRODUÇÃO

Quando os solos naturais não possuem os requisitos necessários para cumprir adequadamente a função a que estão destinados, quer quando utilizados no seu estado natural, em fundações ou escavações, quer quando utilizados como material de construção, uma das soluções possíveis é a alteração das suas características de maneira a melhorar o seu comportamento, tornando-os capazes de responder de forma satisfatória às solicitações previstas. Esta alteração é o que se designa por estabilização de solos.

Os métodos existentes para a estabilização de solos podem ser divididos em três grupos, de acordo com os meios que são utilizados, sendo que cada grupo inclui várias alternativas (Figura 1).

* Mestre em Engenharia Civil, Assistente do Instituto Politécnico de Bragança. E-mail: lurdes@ipb.pt

** Doutor em Engenharia Civil, Professor Catedrático Aposentado da Universidade do Minho.
E-mail: said@civil.uminho.pt

A estabilização mecânica procura melhorar as características dos solos através duma melhor arrumação das suas partículas sólidas e/ou recorrendo a correcções da sua composição granulométrica. Na estabilização física as propriedades dos solos são alteradas através do uso do calor ou da aplicação de um potencial eléctrico, enquanto que na estabilização química as características dos solos são modificadas através da mistura com outros materiais.

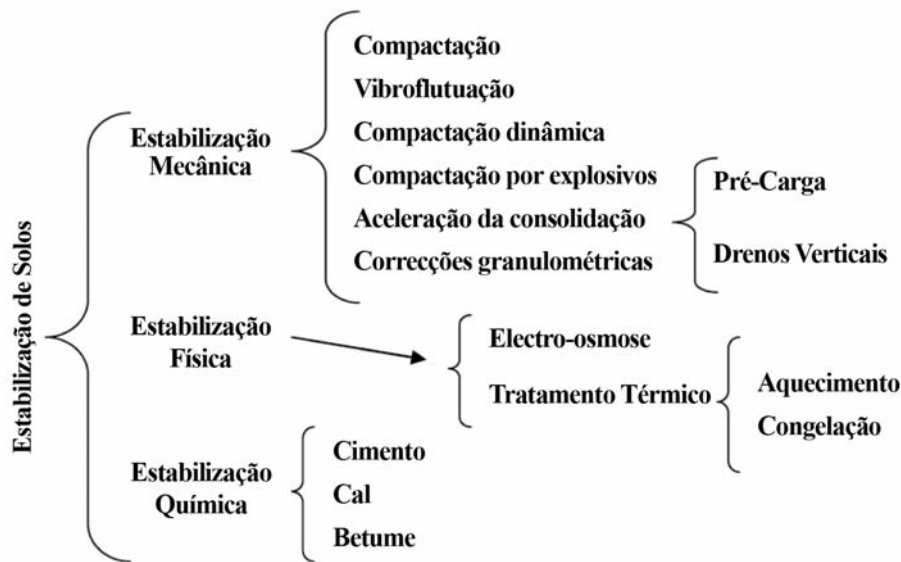


Fig. 1 – Métodos de estabilização de solos - diagrama esquemático.

Sendo os solos o mais antigo material de engenharia existem indícios para supor que esta necessidade de proceder à sua estabilização já remonta a tempos antigos. No entanto, o grande impulso verificou-se no período pós 2ª Guerra Mundial, na tentativa de dar resposta à necessidade de construção de pavimentos rodoviários. Mas, o florescimento da indústria automóvel, com a sua consequente evolução, aumento progressivo dos volumes de tráfego e das cargas por eixo dos veículos, conduziu à ruína antecipada de muitos desses pavimentos, pelo que houve necessidade de utilizar soluções mais resistentes à custa de bases tratadas com aglutinantes hidráulicos ou betuminosos e de camadas de desgaste mais espessas e de melhor qualidade (Branco, 1988).

Esta estabilização rodoviária visa sobretudo a melhoria das propriedades mecânicas dos solos e a manutenção das suas características ao longo do tempo, isto é, o aumento da sua durabilidade, o que é conseguido através da diminuição da sua susceptibilidade às variações do teor em água. De salientar que é na construção de vias de comunicação que os solos estão submetidos a condições mais severas, uma vez que estão sujeitos a cargas variáveis conduzindo à fadiga, bem como a variações de humidade que vão da quase completa secura à saturação (Nascimento, 1970).

A estabilização visa possibilitar o emprego de solos locais na construção de pavimentos rodoviários, que devido à sua baixa qualidade não poderiam ser utilizados isoladamente, dado que não se adequariam ao exigido pelas especificações para a construção de bases e sub-bases. Além deste facto, o uso de solos estabilizados em vez dos agregados naturais, cada vez mais escassos, pode ter consideráveis vantagens ambientais e económicas (Sherwood, 1993). Como tal, e uma vez que são as soluções de baixo custo ambiental e económico as mais procuradas pelos sectores públicos e privados para a construção de vias de comunicação, esta possibilidade de estabilização continua a ser promissora.

Sob o ponto de vista ambiental, económico e de segurança, podem referir-se os seguintes benefícios (Sherwood,1993):

- minimização da perda de material ocasionada pela erosão ou pelo tráfego, nas estradas de terra;
- redução dos custos de compra, transporte e distribuição de agregados;
- redução dos materiais superficiais soltos ocasionadores de acidentes (problemas de visibilidade e derrapagens);
- minimização da agressão ambiental causada pela instalação de pedreiras e britagem;
- redução do uso de combustível associado às frequentes manutenções rodoviárias;
- resguardo das jazidas de bons materiais para usos mais nobres.

A estabilização química, apresenta-se como sendo a melhor alternativa para proceder à estabilização de solos para fins rodoviários, mediante a mistura de materiais adicionados aos solos designados por agentes estabilizadores. Os materiais mais utilizados como agentes estabilizadores são a cal, o cimento e o betume.

Os agentes estabilizadores podem ter maior ou menor eficiência, consoante o tipo de solo em causa, dada a sua enorme variedade, quer a nível físico, quer a nível químico. A Figura 2 esquematiza quais os agentes mais indicados, mediante os resultados dos ensaios de análise granulométrica e dos limites de Atterberg.

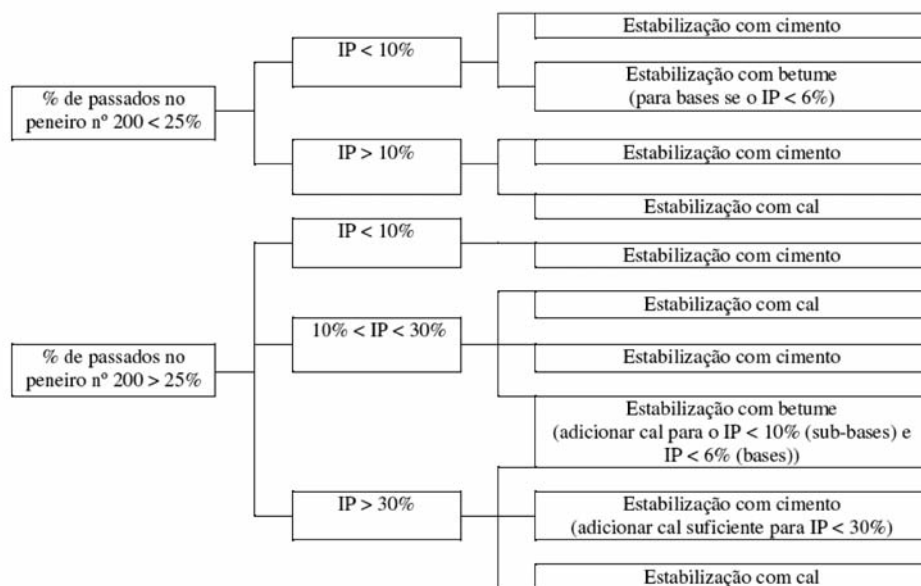


Fig. 2 – Escolha do agente estabilizador em função do tipo de solo (Little, 1995).

Verifica-se que a estabilização química com cal ou betume tem um campo de aplicação mais limitado, enquanto que a estabilização de solos com cimento é adequada para a maioria dos solos. Assim, a estabilização de solos com cimento constitui uma das mais generalizadas para melhorar o comportamento dos solos, dada a sua elevada disponibilidade e adequabilidade a uma maior variedade de solos.

A estabilização de um solo por adição de cimento consiste na preparação de uma mistura homogénea de solo pulverizado, cimento e água, em proporções determinadas, em que a acção

estabilizante do cimento pode ocorrer segundo dois mecanismos distintos, consoante o teor que é adicionado ao solo (Pereira, 1970).

O mecanismo que permite o aumento da resistência mecânica é devido à acção aglutinante do cimento, que cimenta as partículas de solo. Este efeito verifica-se quando os teores em cimento são mais elevados, em que o cimento forma núcleos interligados distribuídos pela massa de solo. Para teores em cimento mais baixos, verifica-se fundamentalmente uma modificação da fracção argilosa do solo, que diminui a sua plasticidade, podendo ser ou não acompanhada de aumento da resistência mecânica, uma vez que o cimento, nestes casos, promove a floculação das partículas de argila.

Mediante estes dois tipos de acções, podem ser distinguidos três tipos de misturas de solo com cimento, que têm geralmente utilizações distintas. O tipo de mistura aqui estudado é a designada por solo-cimento ou solo-cimento compactado, em que a quantidade de cimento é suficiente para conduzir ao seu endurecimento, devendo ser preparada com o teor em água necessário a uma compactação adequada e à hidratação do cimento. São misturas utilizadas na construção de camadas de base e de sub-base de pavimentos de estradas e aeródromos, de pavimentos de pistas ou estradas de pequeno tráfego, de faixas para aterragens de emergência, de núcleos de barragens de terra (Pereira, 1970) e ainda para blocos de terra compactados utilizados para construções em terra.

2 – OBJECTIVOS E METODOLOGIA

O presente estudo foi motivado pela necessidade da utilização eficiente do cimento Portland cujo fabrico comporta produção de gases com efeito de estufa. Sabe-se que a produção de uma tonelada de clínquer liberta uma tonelada de CO₂ para a atmosfera. Mais ainda, o seu custo é significativo no processo de estabilização de solos. Portanto, a utilização eficiente do cimento torna-se um imperativo ambiental e económico.

Assim, um dos objectivos principais deste estudo foi a procura de activadores químicos de baixo custo que possam aumentar as reacções de partículas de solo com os produtos da hidratação do cimento. A eficácia destas reacções é avaliada em termos da sua contribuição no desempenho mecânico e na durabilidade. Os mecanismos e a cinética das reacções com os activadores mais promissores serão objecto de um estudo posterior.

A metodologia seguida consistiu em avaliar, por um lado, a eficiência de estabilização com cimento e, por outro lado, a avaliação da eficácia dos activadores escolhidos em termos de melhorias atingidas no desempenho da mistura final. As fases de avaliação estudadas foram:

- Avaliação da possibilidade de estabilização de solos residuais graníticos com cimento, dado que estes solos podem ser encontrados em extensas áreas da zona norte do país e não há muitos dados sobre a utilização do cimento neste tipo de solos;
- Avaliação da possibilidade de melhorar o desempenho do solo-cimento com recurso a reduzidas percentagens de activadores de baixo custo.

3 – MATERIAIS UTILIZADOS E PROCEDIMENTOS DE ENSAIOS REALIZADOS

As características do solo podem conduzir ao sucesso ou insucesso do processo de estabilização com cimento, ou pelo menos influenciam os aspectos económicos. Sendo assim, revela-se importante escolher este processo de estabilização somente quando os solos forem adequados. Segundo a especificação do LNEC E243 (1971), a adequabilidade de um solo depende de duas propriedades físicas, a granulometria e os limites de consistência, e de propriedades químicas, tais como, a presença de matéria orgânica e a presença de sulfatos, além das condições gerais que estes solos devem possuir.

O solo utilizado obedece aos critérios referidos na especificação e foi fabricado em laboratório através da mistura de 70% de areia e 30% de caulino, o que permitiu obter um solo designado por Areia Argilosa (SC), segundo a classificação unificada proposta pela norma ASTM D2487-00 (2000) e um solo A-2-6 (1) segundo a classificação rodoviária AASHTO M145-82 (1986). Estes resultados estão assim de acordo com o que é normalmente obtido para os solos residuais graníticos.

O caulino usado foi fornecido pela Mibal, de Barqueiros, sendo um caulino branco ou levemente amarelo, moído e lavado com hidrociclone. Trata-se de um produto de alteração das rochas feldspáticas ricas em sílica e alumina, como por exemplo, os granitos, os gneisses, os pórfiros e os pegmatitos. Tem como componente essencial a caulinite, um dos minerais que aparecem em maior percentagem nas partículas de argila dos solos residuais graníticos, sendo este mineral que confere ao caulino as propriedades mais relevantes. Apesar de os solos residuais graníticos do norte contem silte na sua constituição, foi considerado para o presente trabalho, que a sua ausência não afectaria significativamente os resultados e o comportamento do solo.

O cimento utilizado foi o CEM II B-L 32.5 N, em percentagens de 6 e 10% da massa de solo seco. Foi utilizada água da rede pública que satisfaz a especificação do LNEC E304 (1974).

Os activadores seleccionados foram o bicarbonato de sódio, o cloreto de cálcio, o hidróxido de sódio e o Renolith, que é um produto recomendado para utilizar nas misturas de solo-cimento, tendo sido gentilmente cedido pela empresa que o fabrica e comercializa. As percentagens de activadores foram determinadas relativamente à massa de cimento.

A descrição das composições estudadas e as nomenclaturas adoptadas encontram-se no Quadro 1. Por exemplo, a composição S6Cbs2, refere-se a uma mistura de solo com 6% de cimento e bicarbonato de sódio como activador em 2% da massa de cimento.

Quadro 1 – Composições analisadas.

Designação composição	Nomenclatura	% Cimento (massa solo seco)	% Activador (massa cimento)
Solo	S	0,0	0,0
Solo-cimento	S6C	6,0	0,0
Solo-cimento	S10C	10,0	0,0
Solo-cimento + bicarbonato sódio	S6Cbs2	6,0	2,0
Solo-cimento + cloreto cálcio	S6Ccc2	6,0	2,0
Solo-cimento + hidróxido sódio	S6Chs2	6,0	2,0
Solo-cimento + hidróxido sódio	S6Chs3	6,0	3,0
Solo-cimento + Renolith	S6Cr5	6,0	5,0

4 – FABRICO E CURA DOS PROVETES

Foram realizados ensaios de compactação, segundo a especificação do LNEC E197 (1967), para o solo a estabilizar e segundo a especificação do LNEC E262 (1972) para as misturas de solo-cimento afim de determinar a baridade seca máxima e humidade óptima no fabrico dos provetes. Os provetes cilíndricos com 30 mm de diâmetro e 45 mm de altura, obedecem à relação altura/diâmetro de 1,5, foram preparados por compactação estática. Os provetes foram moldados com o teor em água óptimo e a baridade seca máxima determinada no ensaio de compactação pesada. Os provetes foram curados num ambiente com humidade relativa constante de 100% e temperatura de 21±2 °C.

5 – ENSAIOS REALIZADOS

5.1 – Características mecânicas

Foram realizados ensaios de compressão simples e tracção por compressão diametral para avaliar as características mecânicas dos provetes com diferentes idades.

5.1.1 – Compressão simples

O ensaio de compressão simples permitiu determinar o endurecimento dos provetes com o tempo de cura. Foram executados ensaios aos 3, 7, 14, 28 e 56 dias de cura, sendo o resultado a média dos valores obtidos em 3 provetes. Este ensaio seguiu genericamente a especificação do LNEC E264 (1972).

5.1.2 – Tracção por compressão diametral

O ensaio de tracção por compressão diametral permite determinar a resistência à tracção de provetes cilíndricos quando solicitados segundo a sua geratriz, tendo sido efectuado para um tempo de cura de 28 dias e em que o valor final do ensaio foi a média dos resultados obtidos para 3 provetes. O ensaio foi realizado segundo a norma ASTM C496-96 (1996). A resistência à tracção por compressão diametral é obtida por $(2*F)/(\pi*l*d)$, em que F é a força de rotura, l é o comprimento do provete e d é o seu diâmetro.

5.2 – Durabilidade

Atendendo a que a humidade tem um papel importante no desempenho dos solos estabilizados nas aplicações correntes, foram realizados os ensaios de absorção de água por capilaridade, compressão simples após a saturação, ciclos de molhagem-secagem e de gelo-degelo.

5.2.1 – Efeito da saturação na resistência à compressão simples

Os provetes estiveram imersos em água durante as 24 horas anteriores ao ensaio. Foram executados ensaios para os 7, 14, 28, e 56 dias de cura, sendo o valor final do ensaio a média obtida em 3 provetes.

5.2.2 – Absorção de água por capilaridade

O ensaio de absorção de água por capilaridade pretende avaliar a taxa de absorção do provete endurecido de solo-cimento quando em contacto com água. O resultado final do ensaio foi a média dos valores obtidos em 2 provetes com 28 dias de idade. Os provetes foram secos na estufa durante três dias e a parte inferior lateral dos mesmos foi impermeabilizada, para que a água fosse absorvida apenas pela sua base (Figura 3).

Seguiu-se genericamente a especificação do LNEC para os betões, E393 (1993) com as devidas adaptações para o caso em análise. Registou-se a massa dos provetes secos (M_0) e colocaram-se em contacto com água, em que o nível desta não ultrapassava a parte impermeabilizada referida anteriormente. Foram determinadas as massas para períodos de tempo (M_i) pré-estabelecidos. A absorção de água por capilaridade, para o tempo (t_i), é dada por $(M_i - M_0)/A$, onde A é a área do provete em contacto com a água.

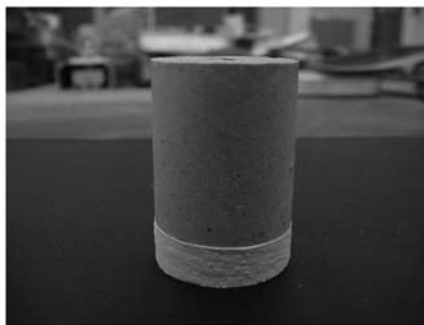


Fig. 3 – Impermeabilização da zona inferior do provete.

5.2.3 – Molhagem-secagem

No ensaio de molhagem-secagem os provetes, depois de um período de cura de 7 dias, foram imersos em água, durante 5 horas, sendo posteriormente colocados na estufa a 71°C durante 42 horas. A resistência à compressão dos provetes foi determinada após 12 ciclos de molhagem-secagem e o valor apresentado é a média dos resultados de 4 provetes. Este ensaio seguiu genericamente os procedimentos da especificação do LNEC E263 (1972).

5.2.4 – Gelo-degelo

A susceptibilidade ao congelamento apenas é um problema se a camada estabilizada estiver a uma distância da superfície da via de comunicação que permita que o solo tratado esteja sujeito a congelamento ou se a camada estabilizada for deixada sem cobertura durante os meses de Inverno. Os provetes com 7 dias de cura foram sujeitos a ciclos de congelamento, a uma temperatura negativa de 23°C, durante 24 horas, e de degelo que dura 23 horas, a uma temperatura de 21 °C. Durante os ciclos de degelo a absorção de água dos provetes ocorre por capilaridade. Estes procedimentos são repetidos durante 12 ciclos, sendo a resistência à compressão simples registada a média dos valores obtidos em 4 provetes. Este ensaio seguiu genericamente os procedimentos da norma da ASTM D560-03 (2003). No entanto, não foram registadas as variações de volume e do teor em água, como é indicado na norma, mas sim as resistências de provetes de controlo, não submetidos aos ciclos, e de provetes sujeitos aos ciclos de gelo-degelo.

6 – ANÁLISE DE RESULTADOS

Apresentam-se os resultados obtidos nos ensaios realizados aos provetes de solo sem tratamento, de solo com 6% e 10 % de cimento sem qualquer activador e aos provetes de solo com 6% de cimento onde foram adicionados os activadores, afim de avaliar a sua eficiência na estabilização do solo.

6.1 – Características mecânicas

6.1.1 – Compressão simples

Os resultados da resistência à compressão para tempos de cura de 3, 7, 14, 28 e 56 dias, para as composições S6C, S10C, S6Chs2 e S6Cbs2, são apresentados na Figura 4. Constata-se que o

aumento de resistência ocorre essencialmente até aos 28 dias de cura, sendo os acréscimos pouco significativos após esta idade. Também se verifica que aos 7 dias, geralmente as resistências obtidas são superiores a 50% dos valores atingidos aos 56 dias.

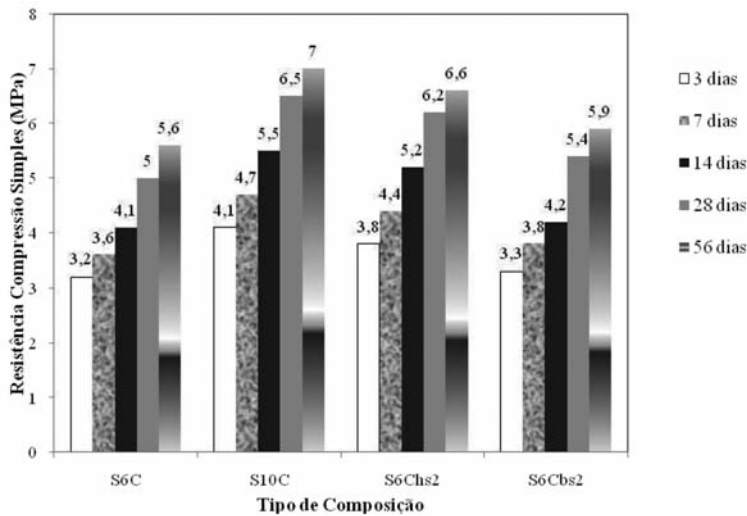


Fig. 4 – Resistência à compressão simples aos 3, 7, 14, 28 e 56 dias (MPa).

Tendo em conta os aspectos referidos, optou-se por fazer a análise global das várias composições para os tempos de cura de 7 e 28 dias. A Figura 5 mostra os valores das resistências à compressão simples, em MPa, para os tempos de cura referidos, enquanto que a Figura 6 permite comparar em termos percentuais as resistências à compressão simples das diversas composições ensaiadas tendo como padrão as misturas de controlo S6C.

Através da comparação percentual apresentada na Figura 6, verifica-se que o solo não estabilizado tem uma resistência entre 18 a 25% do solo estabilizado de controlo (S6C). Esta diferença não deixa dúvidas quanto aos efeitos benéficos da utilização de cimento na estabilização destes solos.

A análise da Figura 6, indica ainda que, do ponto de vista da resistência à compressão simples, as composições que contêm bicarbonato de sódio e renolith têm um efeito relativamente modesto, com aumentos entre 6 e 11%, comparativamente com S6C, enquanto que a composição com cloreto de cálcio demonstra um efeito negativo de 6% aos 7 dias e um efeito análogo a S6C aos 28 dias. Por sua vez, a mistura com hidróxido de sódio (S6Chs2) permite bons resultados em termos de resistência, dado que com apenas 2% de hidróxido de sódio (relativamente à massa de cimento) e 6% de cimento (em relação à massa de solo seco) conseguem-se melhorias de cerca de 23% relativamente às conseguidas nas misturas de controlo. Os valores obtidos são cerca de 6% inferiores aos resultados conseguidos com 10% de cimento. A composição com 3% de hidróxido de sódio apresenta resultados semelhantes aos da composição S6Chs2, contudo é menos económica, dada a maior percentagem de activador que utiliza.

Para os tempos de cura analisados os valores absolutos indicados para cada composição correspondem à média dos registos obtidos em 3 provetes. O Quadro 2 apresenta os valores dos coeficientes de variação, com o objectivo de se poder avaliar a variabilidade dos resultados de provetes nominalmente idênticos e fabricados e curados do mesmo modo. Embora o número de provetes para cada ensaio seja reduzido, foram calculados os coeficientes de variação para os diversos tempos de cura em estudo, apresentando-se somente o maior valor obtido nesses cálculos.

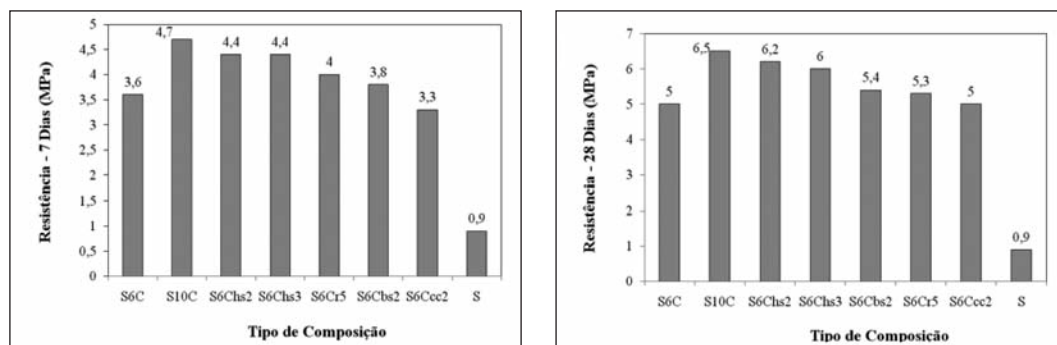


Fig. 5 – Resistência à compressão simples aos 7 e 28 dias (MPa).

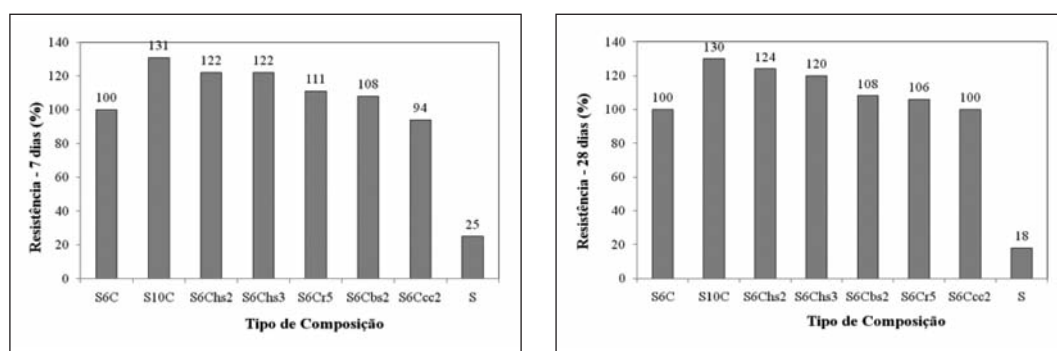


Fig. 6 – Resistência à compressão simples aos 7 e 28 dias (%).

Quadro 2 – Coeficientes de variação.

Composição	S	S6C	S10C	S6Cbs2	S6Ccc2	S6Chs2	S6Chs3	S6Cr5
Coeficiente Variação (%)	1,7	5,2	3,6	3,8	3,8	5,0	2,0	2,2

6.1.2 – Tracção por compressão diametral

Os resultados globais para esta característica mecânica estão representados em valor absoluto na Figura 7 e a comparação em termos percentuais na Figura 8, considerando como padrão a composição S6C. As amostras de solo não estabilizado demonstram possuir uma resistência à tracção de cerca 31% comparativamente com a obtida nas misturas S6C, o que permite evidenciar o melhor desempenho por parte do solo estabilizado.

Relativamente aos activadores analisados, o melhor resultado verificou-se para as amostras com 2% de hidróxido de sódio, que demonstram um ganho de resistência à tracção significativo, com um acréscimo de quase 70% relativamente às composições com a mesma percentagem de cimento mas sem activador, chegando mesmo a ultrapassar os provetes com 10% de cimento em cerca de 50%. Estes ensaios foram repetidos para ter a certeza que os resultados obtidos não tinham sido afectados por outros factores, o que permitiu a confirmação destes resultados. Com valores

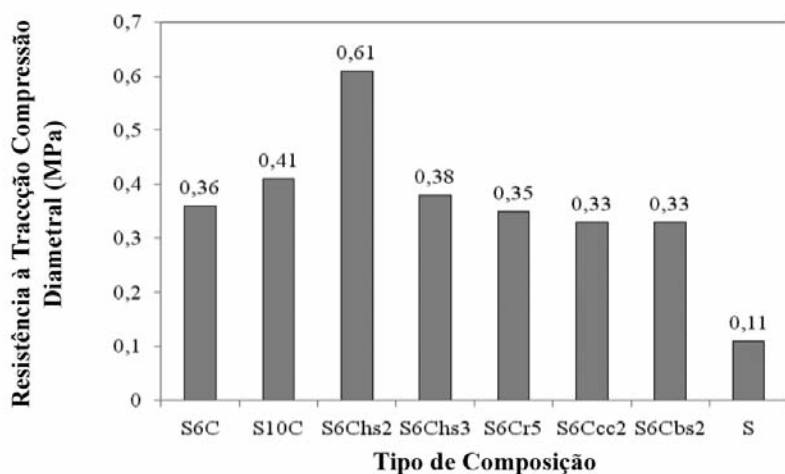


Fig. 7 – Resistência à tracção por compressão diametral (MPa).

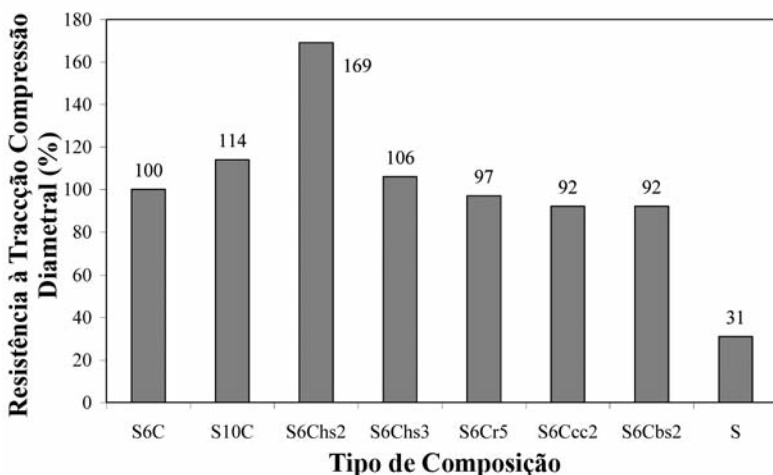


Fig. 8 – Resistência à tracção por compressão diametral (%).

inferiores ou pouco superiores aos obtidos nas misturas de controlo com 6% de cimento estão todos os outros activadores.

Para o tempo de cura considerado na resistência à tracção os valores indicados correspondem à média dos registos obtidos em 3 provetes, pelo que são apresentados no Quadro 3 os coeficientes de variação calculados para cada composição, com o objectivo de se poder avaliar a variabilidade dos resultados de provetes nominalmente idênticos e fabricados e curados do mesmo modo.

Quadro 3 – Coeficientes de variação.

Composição	S	S6C	S10C	S6Cbs2	S6Ccc2	S6Chs2	S6Chs3	S6Cr5
Coeficiente Variação (%)	3,1	3,3	1,5	1,8	6,4	1,6	3,9	1,7

6.2 – Durabilidade

Uma vez que os provetes de solo não estabilizado se desagregam completamente em contacto com a água, não foi possível avaliar o seu desempenho na durabilidade e, por isso, não se apresentam resultados referentes a este material.

6.2.1 – Perda da resistência por saturação

Apresentam-se na Figura 9, para todas as composições, as perdas de resistência, em termos percentuais, relativamente à resistência das amostras não saturadas, para 7, 28 e 56 dias de cura. A análise dos resultados indica que para todas as composições, a perda de resistência diminui com o aumento do tempo de cura, o que demonstra a diminuição da sensibilidade ao efeito da água. Este facto pode indicar que nas idades jovens a perda de resistência se deve apenas à eliminação do potencial de sucção. É de prever que para períodos de cura mais longos a perda de resistência por saturação terá um efeito mais reduzido. As composições que evidenciaram menores perdas de resistência foram as que tinham hidróxido de sódio, com valores semelhantes para as duas percentagens ensaiadas.

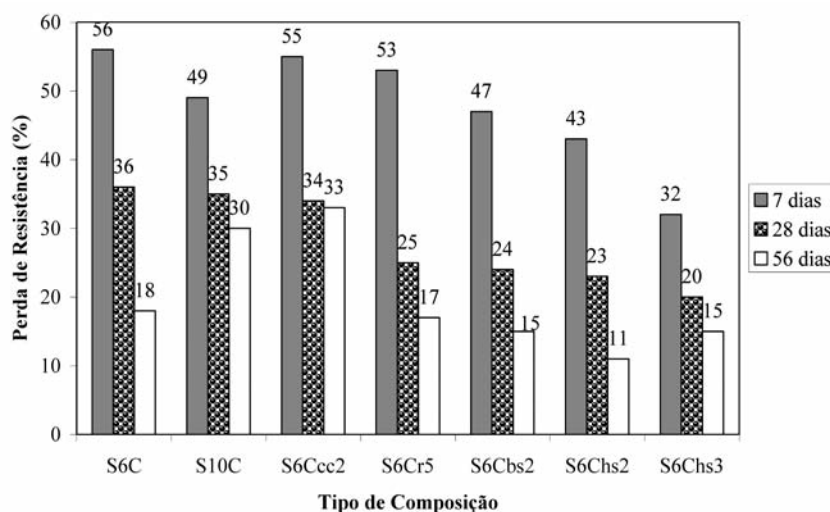


Fig. 9 – Perda de resistência à compressão simples devido à saturação (%).

As resistências à compressão simples utilizadas para calcular as perdas de resistência apresentadas na Figura 9 correspondem à média dos registos obtidos em 3 provetes, pelo que são indicados na Figura 10 os valores dos coeficientes de variação, com o objectivo de se poder avaliar a variabilidade dos resultados de provetes nominalmente idênticos e fabricados e curados do mesmo modo. Os valores dos coeficientes foram calculados para os diversos tempos de cura em análise, apresentando-se na figura somente o maior valor obtido nesses cálculos, para as amostras saturadas e não saturadas.

6.2.2 – Absorção de água por capilaridade

Para avaliar a absorção de água por capilaridade foi calculado o coeficiente de absorção, determinado num gráfico “absorção de água” versus “raiz quadrada do tempo” mediante o valor do

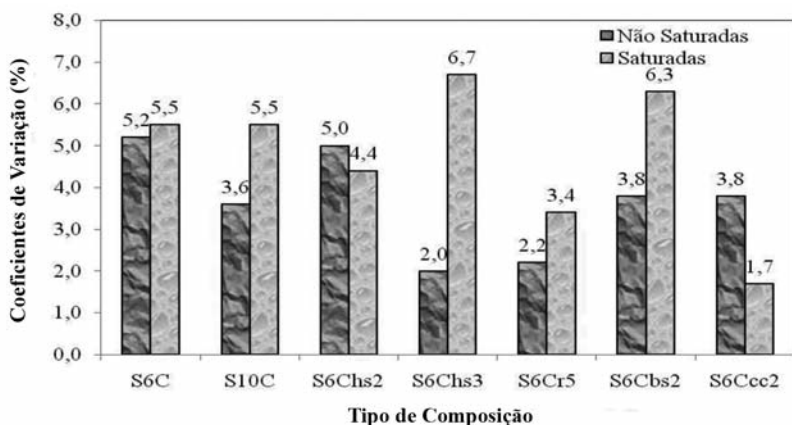


Fig. 10 – Coeficientes de variação na resistência à compressão simples (%).

declive da parte inicial da recta ajustada a esse gráfico. Apresentam-se na Figura 11 os valores dos coeficientes de absorção assim determinados, e na Figura 12 estes são comparados em termos percentuais, para as diversas composições, tendo em conta que o padrão é a mistura S6C.

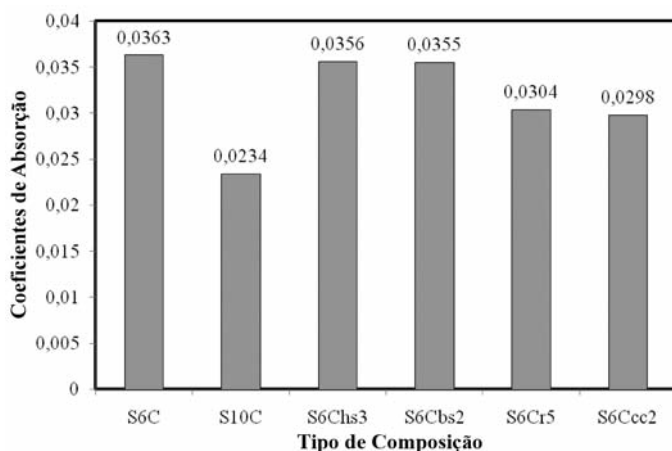


Fig. 11 – Coeficientes de absorção.

As composições com activadores apresentam coeficientes de absorção ligeiramente inferiores ao da composição padrão. Estes coeficientes indicam a velocidade de absorção de água por capilaridade nas primeiras horas de contacto com a água. As misturas com cloreto de cálcio e renolith, apresentam o melhor desempenho, com uma diferença de cerca de 20% relativamente às composições S6C. Não se realizou este ensaio para a composição S6Chs2.

Para a obtenção dos coeficientes de absorção, foi utilizada a média dos valores das massas registadas durante a execução do ensaio dos dois provetes das diversas composições em estudo, que apresentaram pouca variabilidade nos valores medidos, tendo sido a mistura S10C a que deu origem a um maior coeficiente de variação (de 1,0%).

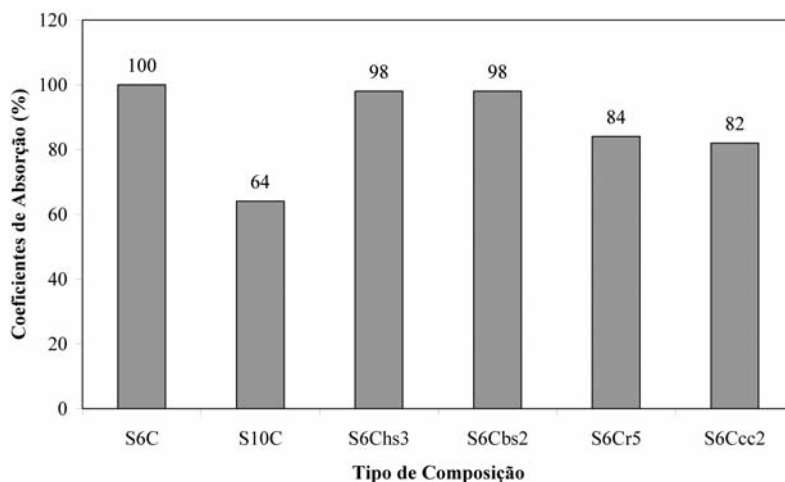


Fig. 12 – Coeficientes de absorção (%).

6.2.3 – Molhagem-secagem

Os resultados dos ensaios de molhagem-secagem, mediante a indicação percentual do índice de durabilidade (resistência à compressão após os ciclos/resistência à compressão sem ciclos), para as composições ensaiadas, estão representados na Figura 13. Os valores obtidos indicam que todos os activadores analisados apresentam resultados inferiores à mistura de controlo.

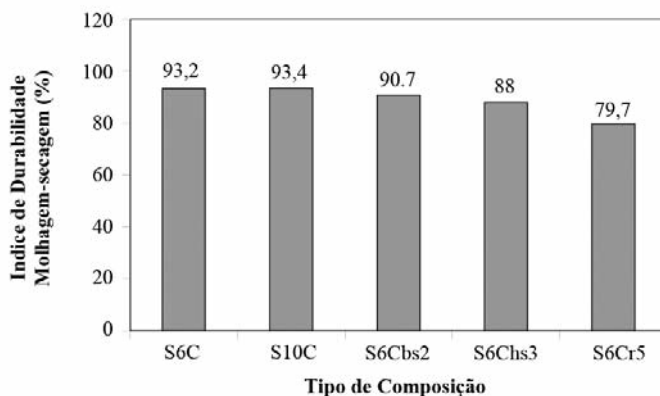


Fig. 13 – Índice de durabilidade: ensaios de molhagem-secagem.

Nestes ensaios, só o aumento da quantidade de cimento fez com que a perda da resistência devido aos ciclos de molhagem-secagem fosse mais pequena. As misturas com melhor comportamento, relativamente à mistura de controlo S6C, ou seja as que tiveram uma menor perda de resistência quando submetidas a ciclos de molhagem-secagem, foram as que continham bicarbonato e hidróxido de sódio na percentagem de 3%. A composição com renolith na percentagem de 5%,

sofreu uma perda de resistência significativa de cerca de 20%. O facto de não se ter realizado o ensaio para a composição S6Chs2, não permitiu avaliar se esta continuava a ter o bom desempenho evidenciado para as características mecânicas.

No Quadro 4 apresentam-se os valores médios absolutos das resistências medidas em 4 provetes (antes e após os ciclos). São também indicados os coeficientes de variação calculados para cada um dos casos analisados.

Quadro 4 – Resistência com ciclos, resistência sem ciclos e coeficientes de variação.

Composição	Resistência sem ciclos (MPa)	Coeficientes de variação (%)	Resistência com ciclos (MPa)	Coeficientes de variação (%)
S6C	14,6	5,1	13,6	5,8
S10C	19,7	6,0	18,4	6,5
S6Cbs2	12,9	4,3	11,7	6,2
S6Chs3	13,3	6,9	11,7	7,4
S6Cr5	14,3	6,6	11,4	7,1

6.2.4 – Gelo-degelo

Os resultados dos ensaios de gelo-degelo, mediante o valor percentual do índice de durabilidade (resistência com ciclos/resistência sem ciclos), para as composições ensaiadas, estão representados na Figura 14. Os valores obtidos indicam que misturas com activadores apresentam um índice de durabilidade mais baixo que a mistura de controlo. Apenas a mistura com 10% de cimento apresentou um índice de durabilidade superior ao da composição padrão.

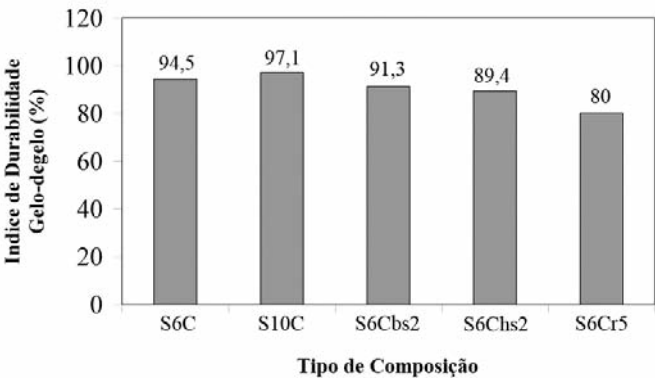


Fig. 14 – Índice de durabilidade: gelo-degelo.

No Quadro 5 podem verificar-se os valores médios absolutos das resistências medidas em 4 provetes (antes e após os ciclos). São também indicados os coeficientes de variação calculados para cada um dos casos analisados.

Quadro 5 – Resistência com ciclos, resistência sem ciclos e coeficientes de variação..

Composição	Resistência sem ciclos (MPa)	Coeficientes de variação (%)	Resistência com ciclos (MPa)	Coeficientes de variação (%)
S6C	20,1	6,8	19,0	5,7
S10C	27,8	4,5	27,0	3,9
S6Cbs2	20,8	5,9	19,0	7,9
S6Chs2	20,8	3,2	18,6	7,6
S6Cr5	20,4	5,3	16,3	6,1

Salienta-se que nos ensaios de molhagem-secagem e gelo-degelo os coeficientes de variação obtidos permitem constatar, na maior parte dos casos, uma maior dispersão nos valores da resistência à compressão simples obtidos.

7 – CONSIDERAÇÕES FINAIS

Do estudo efectuado resultaram as seguintes conclusões relevantes:

- Na resistência à compressão simples os valores do solo não tratado foram cerca de 20% dos registados nas misturas com 6% de cimento. Enquanto que na resistência à tracção os valores obtidos nas amostras de solo (S) foram sensivelmente 30% dos resultados de S6C.
- Na avaliação da durabilidade é significativo o melhor desempenho das misturas de solo estabilizado com cimento, dado o facto de as composições de solo não tratado terem sofrido uma desagregação completa.
- Quanto aos activadores, as composições S6Chs2 permitiram obter melhorias significativas nas características mecânicas estudadas. Na resistência à compressão simples atingiu um aumento de 23% em relação à mistura S6C, ficando apenas a cerca de 6% dos registados nas amostras S10C. Na resistência à tracção os valores foram surpreendentes, sendo superiores em cerca de 70% aos das misturas S6C e superiores em 50% aos registados nas amostras S10C. Isto indica que com apenas 0.12% de activador os resultados são próximos ou mesmo superiores aos conseguidos com um aumento de 4% de cimento.
- A avaliação do efeito da saturação na resistência à compressão simples mostrou que a mistura com hidróxido de sódio evidencia melhor desempenho, comparativamente com as outras composições ensaiadas, apresentando menores perdas de resistência, inclusive que as misturas S10C.
- Na avaliação da perda de resistência após os ciclos de gelo-degelo, o comportamento da composição S6Chs2 demonstrou uma perda superior, cerca de 5% ao verificado nas misturas de controlo.

8 – AGRADECIMENTOS

Ao Laboratório de Engenharia Civil da Universidade do Minho e ao Laboratório de Geotecnia do Instituto Politécnico de Bragança.

9 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- AASHTO M145-82 (1986). *Specifications for Highway Materials*. American Association of State Highway and Transportation Officials.
- ASTM C496-96 (1996). *Standard Test Method for Splitting Tensile Strength of Cylindrical Concrete Specimens*. American Society for Testing Materials.
- ASTM D560-03 (2003). *Standard Test Methods for Freezing and Thawing Compacted Soil-cement Mixtures*. American Society for Testing Materials.
- ASTM D2487-00 (2000). *Standard Classifications of Soils for Engineering Purposes (Unified Soil Classification System)*. American Society for Testing Materials.
- Branco, F. E. F. (1988). *Uso Rodoviário de Alguns Subprodutos Industriais*. Memória nº 720, LNEC, Lisboa.
- Little, D. N. (1995). *Handbook for Stabilization of Pavement Subgrades and Base Courses with Lime*. National Lime Association, Kendall/Hunt Publishing Company.
- LNEC E197-1967 (1967). *Solos. Ensaio de Compactação*. Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa.
- LNEC E243-1971 (1971). *Solos. Solo-cimento*. Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa.
- LNEC E262-1972 (1972). *Solo-cimento. Ensaio de Compactação*. Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa.
- LNEC E263-1972 (1972). *Solo-cimento. Ensaio de Molhagem-secagem*. Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa.
- LNEC E264-1972 (1972). *Solo-cimento. Ensaio de Compressão*. Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa.
- LNEC E304-1974 (1974). *Pavimentos Rodoviários. Solo-cimento*. Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa.
- LNEC E393-1993 (1993). *Betões. Determinação da Absorção de Água por Capilaridade*. Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa.
- Nascimento, U. (1970). *Estabilização de Solos*. Curso de especialização 108, LNEC, Lisboa.
- Pereira, O. A. (1970). *Estabilização de Solos*. Curso de especialização 108, Lab. Nacional de Engenharia Civil, Lisboa.
- Sherwood, P. T. (1993). *Soil Stabilization with Cement and Lime – State of the Art Review*. Transport Research Laboratory, HMSO, London.

LUCUBRAÇÕES SOBRE MODELOS DE EQUILÍBRIO LIMITE DE RESISTÊNCIA DE DESCONTINUIDADES EM MACIÇOS ROCHOSOS

Reflections on rock mass joint limit equilibrium models

Manuel J. A. Leal Gomes*

RESUMO – Revêem-se os modelos de equilíbrio limite de resistência de descontinuidades mais importantes e a sua aplicabilidade às descontinuidades ajustadas e desajustadas. Refere-se o papel da rugosidade, a maneira de a considerar nos modelos e dadas as limitações dos modelos de equilíbrio limite de forças sugere-se um modelo de equilíbrio limite de energias. Estuda-se o efeito das tensões normais médias aplicadas na descontinuidade (σ_n). Estudam-se efeitos de escala ligados ao campo de aplicação dos modelos referidos e dão-se razões para o facto de não haver tantos acidentes na vida real como seria de esperar, de cálculos de estabilidade feitos através de descrições tão precárias do fenómeno de deslizamento de descontinuidades, como os modelos de equilíbrio limite.

SYNOPSIS – Joint strength limit equilibrium models are considered in this paper and their applicability to matched and mismatched discontinuities. The role of the roughness and the way to consider it in models are referred in this paper. Considering the handicaps of limit equilibrium models of forces, a limit equilibrium model of energies is suggested. The effect of average normal stresses applied on discontinuities (σ_n) is studied. Scale effects in accordance with the referred models are considered. Explanations for the fact of accidents in real life are lesser than expectations considering the limitations of limit equilibrium models are given.

PALAVRAS CHAVE – Modelos de equilíbrio limite, resistência de descontinuidades, rugosidade, efeito de escala, ensaios de deslizamento.

1 – INTRODUÇÃO

Os modelos de equilíbrio limite de resistência de descontinuidades em maciços rochosos são relações entre as forças tangenciais que promovem os deslizamentos (T) e as forças resistentes que se opõem a esses deslocamentos, dependentes de vários parâmetros, entre eles as forças normais (N) nelas aplicadas.

Os mais importantes são os modelos de Patton e de Barton.

De acordo com Patton (1966) para baixos valores da tensão normal média σ_n aplicada na descontinuidade, isto é, na fase dilatante dos deslizamentos, em que há afastamento dos seus bordos e aumento do volume da amostra, a tensão de corte de pico τ será dada por

$$\tau = \sigma_n \operatorname{tg} (\varphi_r + i) \quad (1)$$

onde φ_r é o ângulo de atrito residual e i a dilatação de pico, no modelo representada pela inclinação morfológica da rugosidade. E para σ_n elevados

$$\tau = c + \sigma_n \operatorname{tg} \varphi_r \quad (2)$$

* Professor Associado, Universidade de Trás-os-Montes e Alto Douro (UTAD), Quinta de Prados, 5000 Vila Real, Portugal. E-mail: mlgomes@sapo.pt.

onde c é a coesão fictícia, intervindo nesta fase, principalmente, o corte das asperezas e a resistência residual da descontinuidade (Fig. 1).

Este modelo tem tanto prestígio que ainda hoje se considera geralmente válido um modelo, quando, no seu campo de aplicação, pode ser reduzido às formas de Patton.

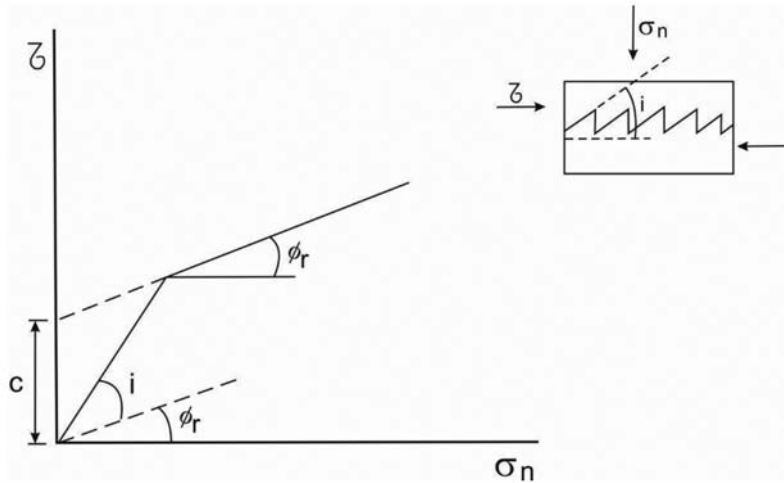


Fig. 1 – Modelo bilinear de Patton.

Barton, de acordo com o trabalho clássico de Barton e Choubey (1977), propôs que:

$$\tau = \sigma_n \tan (\text{JRC} \log (\text{JCS} / \sigma_n) + \varphi_r) \quad (3)$$

onde JRC é o “coeficiente de rugosidade da descontinuidade” (*Joint Roughness Coefficient*) e JCS é o “coeficiente de resistência da descontinuidade” (*Joint Compressive Strength*) determinado com o martelo de Schmidt contra os bordos da diaclase.

Os modelos de Patton e Barton aplicam-se às descontinuidades ajustadas (Leal Gomes, 2000) em que os planos médios dos bordos das diaclases durante o seu deslizamento se mantêm paralelos (o que exige o seu ajustamento).

Falamos intencionalmente em diaclases, porque só nestas descontinuidades, na Natureza, há esperança de encontrar os bordos ajustados ou tangencialmente pouco deslocados, abaixo do deslocamento de pico. Nas falhas geralmente esse deslocamento de pico já foi excedido e os parâmetros que controlam futuros deslizamentos são os residuais ou os conformes ao modelo de Peres Rodrigues e Charrua Graça (1985).

O modelo de Peres Rodrigues e Charrua Graça aplica-se às descontinuidades desajustadas (Leal Gomes, 1999). Estes autores afirmam que

$$(L \tan \Delta \Phi)^2 = k_1 \ln \Omega + k_2 \quad (4)$$

onde Ω é a área das descontinuidades, L o comprimento da amostra e k_1 e k_2 constantes características de cada superfície, sendo a dilatância de pico

$$\Delta \Phi = h/(L/2) \quad (5)$$

onde h é a mediana da máxima amplitude da “irregularidade significativa”, isto é, da mais conspícua, em torno da qual roda o bordo superior da descontinuidade, num movimento em que o plano

médio é oblíquo em relação ao do bordo inferior, admitindo que a distribuição ao longo de L dessa irregularidade é uniforme (Fig.2).

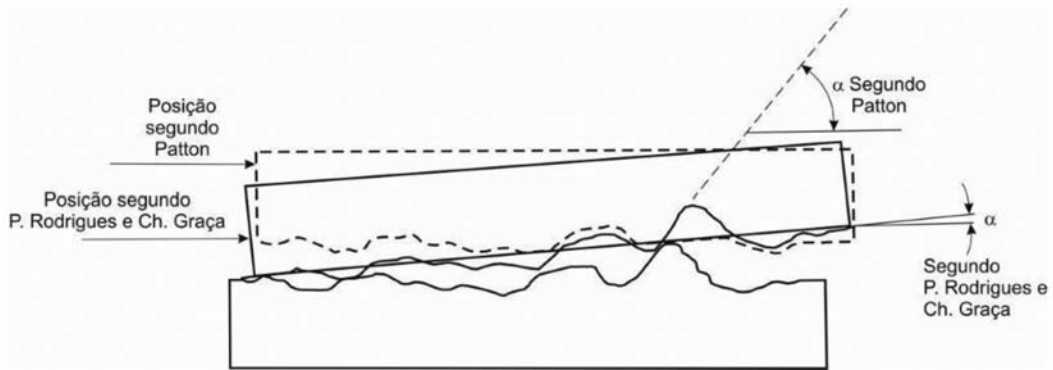


Fig. 2 – Modelo de Peres Rodrigues e Charrua Graça.

2 – EFEITO DA RUGOSIDADE

De acordo com Muralha (1995) são precisos dois parâmetros para descrever adequadamente a rugosidade de uma descontinuidade: um textural, relacionado com a sua inclinação e outro de amplitude, relacionado com a distância entre o topo e a base das asperezas. Evidentemente que os modelos de Patton e de Barton, em princípio, exigem uma rigorosa descrição da rugosidade e muitos parâmetros surgiram para o efeito desde a sua criação.

Há assim uma profusão de parâmetros que pela sua formulação são pouco práticos e só se usam em investigações no meio académico. A ideia fundamental dessa pesquisa foi acrescentar rigor à descrição da rugosidade que, às vezes, à primeira vista, parece ter um padrão aleatório, permitindo uma mais correcta aproximação ao valor das forças de corte no equilíbrio limite, dadas pelos respectivos modelos que foram surgindo inspirados em Patton.

Mas nas equações dos modelos de equilíbrio limite geralmente só há lugar para um parâmetro de rugosidade e talvez por influência de Patton e por serem essas equações relações entre forças tangenciais e normais, trata-se de um parâmetro textural. Entre os índices criados estabeleceram-se correlações, certas vezes entre parâmetros de diferente conteúdo e de diferentes dimensões, às vezes não respeitando a homogeneidade das equações a despeito dos elevados coeficientes de correlação encontrados.

O número e a variedade de correlações entre parâmetros de conteúdo muito distante é muito vasto, denunciando diversas tentativas de entender o problema, quase nunca bem conseguidas, porque o próprio conceito de rugosidade é movediço, sem o auxílio de especificações adicionais que têm de ser elaboradas com um grande acréscimo de trabalho e de equipamentos que tornam proibitivo o seu uso corrente. Neste campo surgem dificuldades na ligação das imagens, da morfologia, dos fenómenos físicos e das definições. Põem-se até problemas ingénuos como saber se uma superfície sinusoidal ou mesmo uma com um perfil euclídeano em linha quebrada regular, com maior amplitude do que outra similar no mesmo material, é mais rugosa, apesar da sua maior resistência mecânica ao deslizamento. Uns índices como a máxima amplitude da rugosidade (R_{max}) dizem que sim. Outros como a dimensão fractal D das superfícies e o i das asperezas dos perfis destas descontinuidades, negam-no.

Mas é um facto que, de acordo com Patton, na descrição da rugosidade a sua amplitude é completamente ignorada e só a inclinação da rugosidade é levada em conta. Foram feitos ensaios de arrastamento sobre provetes moldados em argamassa de cimento Portland (com 1 parte de areia fluvial de calibre inferior a 0,5mm: 0,4 de cimento: 0,7 de água) (densidade 2g/cm³) tendo asperezas triangulares com inclinações de 20°, 30°, 45° e 60° e alturas entre 0,5cm e 2,4cm, respeitando-se a homotetia e a área total exposta ao deslizamento dentro de cada inclinação. Quando variava a amplitude h igual a R_{max} , destinados a investigar a influência da amplitude no fenómeno de deslizamento (Fig. 3), obtiveram-se valores de i_{exp} , isto é, de valores da inclinação deduzidos das forças tangenciais necessárias para se dar o corte sob uma tensão normal σ_n de 0,7kPa, muito próximos do i da morfologia em questão, para o mesmo i qualquer que fosse h . Ficou assim inteiramente validado o modelo de Patton (salvo uns pequenos desvios de explicação controversa), confirmando a sua grande limitação ao ignorar a amplitude (Quadro 1) (Leal Gomes, 2001).

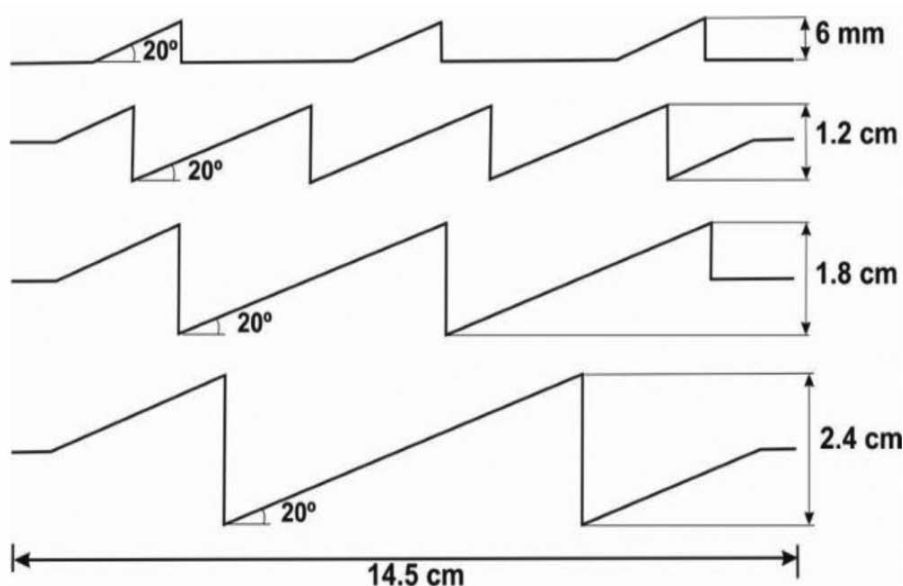


Fig. 3 – Asperezas homotéticas com i de 20° e diferentes amplitudes, presentes entre os provetes ensaiados na UTAD (Leal Gomes, 2001).

É que para maiores amplitudes, as energias de posição ou o trabalho realizado para o bloco superior galgar as asperezas, são maiores. Assim, põe-se o problema de não serem as forças as melhores grandezas para avaliarem o fenómeno de deslizamento e sim os trabalhos realizados e as energias envolvidas no corte, as quais não podem ser medidas mas apenas calculadas, enfraquecendo muitíssimo esta via de abordagem do problema (Leal Gomes, 2002). Contudo, as forças podem não passar do “mapeamento lógico” das energias e serem estas as verdadeiras entidades em causa. Mas quando se passa das energias para as forças perdem-se dimensões e consequentemente informação.

Leal Gomes (2001) apresentou a equação da energia E necessária para o galgamento de uma aspereza regular, triangular, de inclinação i , base b , amplitude h e paramento de comprimento c , sob uma força normal N e uma força tangencial T paralela a b (Leal Gomes, 2001) (Fig.4):

$$E = ((\operatorname{tg}(\varphi + i) / \operatorname{tg} i) - 1) N \cdot h \quad (6)$$

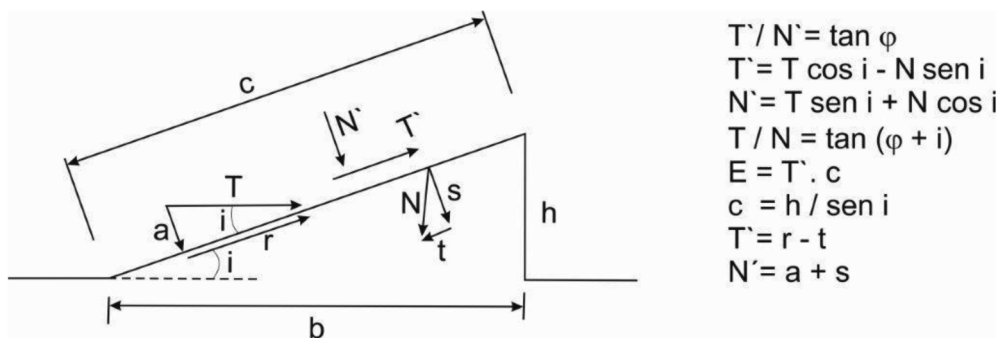


Fig. 4 – Dedução da equação 6.

Quadro 1 – Função i_{exp} (i deduzido dos ensaios) [i_{med} (média das inclinações das asperezas do provete), i_{max} (inclinação máxima das asperezas de um provete), i_p (inclinação projectada para as asperezas), h (amplitude das asperezas)]

i_p (°)	i_{med} (°)	i_{max} (°)	h (cm)	A_2 (cm ²)	i_{exp} (°)	E (*****) (J)
10	—	—	0,5	—	—	0,37
10	—	—	1,1	—	—	0,74
10	—	—	1,7	—	—	1,26
10	—	—	2,4	—	—	1,79
20	23	27	0,5	(*)	24,2	0,21
20	22,7	24,3	1,1	(*)	28,2	0,47
20	19,7	21	1,7	(*)	25,1	0,77
20	24,3	28	2,4	(*)	25,3	1,01
30	36	42	0,5	(**)	45,9	0,20
30	30	34	1,1	(*)	34	0,47
30	32,7	33	1,7	(*)	31	0,75
30	32,5	34	2,4	(*)	33,7	1,05
45	45,8	56	1,0	(**)	45,7	0,75
45	46,9	49	1,8	(*)	40,8	1,76
45	48	51	2,4	(*)	41,1	2,74
60	—	—	1,6	(*)	48,5(***)	—
60	—	—	1,6	(****)	(****)	—
60	—	—	2,4	(*)	(****)	—
60	—	—	1,1	(*)	(****)	—
30	36	42	0,5	(*)	43,7(***)	0,24
30	30	34	1,1	(*)	36,8(***)	0,47
45	45,8	56	1,0	(*)	46,8(***)	0,86

*) $A = 14,5 \times 15 \text{ cm}^2$

**) $A = 12,6 \times 15 \text{ cm}^2$

***) O bordo superior empinou-se contra o primeiro dente anterior do bordo inferior e partiu-se. O valor referido de i_{exp} não tem significado morfológico.

****) Teste inacabado. Todos os pesos disponíveis foram lançados no balde de grenalha suspenso do cabo de tracção sem se obter qualquer deslizamento.

*****) $A = 12,3 \times 15 \text{ cm}^2$

*****) E são os trabalhos realizados de acordo com a equação (6) para galgar i_{med} e i_p (10°).

Esta equação tem uma grande generalidade. A um pequeno i deve também corresponder um pequeno h , na Natureza. Isto é, quando $i \rightarrow 0$, $h \rightarrow 0$. Por exemplo, uma aspereza com uma inclinação de 1° só pode atingir uma amplitude de 1,1cm se b for de 63 cm e portanto só será considerada em perfis muito longos. Para um i de 20° , b só terá de ter 3,1cm para h ser de 1,1cm. Por outro lado se h for muito pequeno, em geral as asperezas também deverão ter pequeno i . Contudo, numa superfície lisa existirá sempre uma rugosidade microscópica que por ter um i muito pequeno fará com que $(\tan(\phi+i)/\tan i)$ seja muito grande. Mas como h também será muito pequeno, nesse caso, E virá pequeno, mas com um valor significativo, correspondente ao trabalho necessário para vencer o atrito puro de Amonton (Pereira, 1994) de uma superfície lisa. Quando $(\phi+i) > 90^\circ$ a equação 6 perderá o seu significado físico, tal como afirmam os modelos de equilíbrio limite de forças acima referidos.

Mas como se vê no Quadro I, os valores de E são da ordem do Joule, baixíssimos, quando pelo menos alguns kJoules devem estar envolvidos nos deslizamentos dos provetes. Não são pois, aparentemente, valores realistas, o que retira fiabilidade a este processo de analisar a estabilidade das descontinuidades através deste modelo de equilíbrio limite das energias envolvidas no processo de deslizamento.



Fig. 5 – Provetes da descontinuidade artificial em granito porfíróide do Pontido (com $4,32\text{m}^2$), os maiores dos quais tinham uma área de $16 \times 16\text{ cm}^2$.

Com efeito, desde valores muito baixos de σ_n que estão em causa fenómenos de abrasão e corte das asperezas, juntamente com o fenómeno dilatante que não é puro. Na mesa de ensaios de arrastamento dos ensaios acima citados ($\sigma_n = 0,7\text{ kPa}$) havia muito pó, proveniente dos provetes, no fim dos ensaios e em ensaios de arrastamento anteriores de amostras de uma descontinuidade artificial de granito porfíróide do Pontido, sob 1 kPa (Leal Gomes, 1998), havia fragmentos centimétricos e muito pó, revelando que no modelo de Patton se tem de considerar a coesão fictícia desde σ_n muito baixos (Figs. 5 e 6).

Mas nesses mesmos ensaios verificou-se que os JRC mais elevados que se obtiveram correspondiam exactamente aos perfis das amostras que evidenciavam a maior amplitude da rugosidade. Também os perfis típicos de Barton e Choubey (Fig. 7) mostram o mesmo efeito, com os perfis de maior JRC sendo aqueles que têm uma maior amplitude de rugosidade.

Assim, o facto de os ensaios sobre amostras naturais ou artificiais, mas em que as rugosidades não são regulares, apresentarem crescimentos de T com $R_{\max}$, deve ter a ver com um mecanismo



Fig. 6 – Fragmentos e pó resultante dos ensaios de arrastamento das amostras da descontinuidade artificial de granito porfíróide do Pontido.

próprio, não contabilizado à partida. É que contra as asperezas mais altas e robustas dos bordos irregulares, podem concentrar-se forças tangenciais mais intensas do que sobre as menos conspícuas.

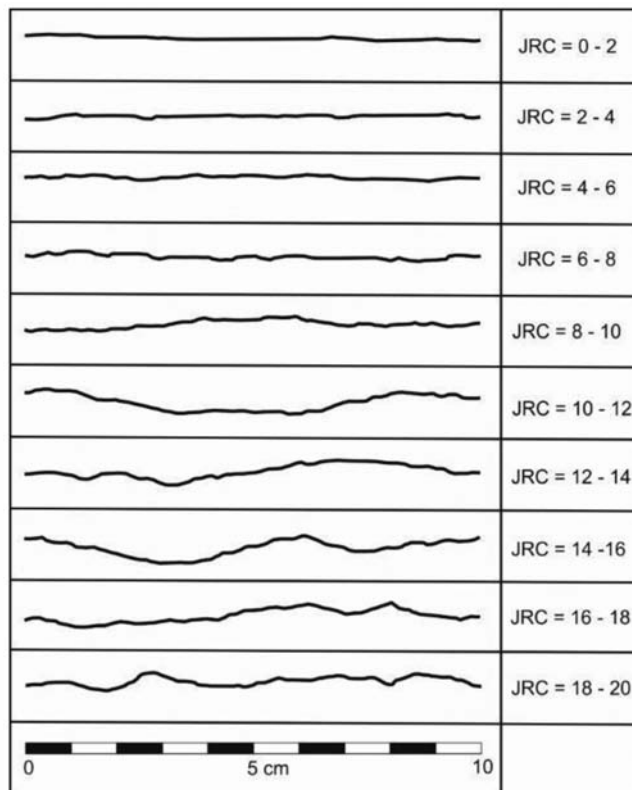


Fig. 7 – Perfis típicos de Barton e Choubey (1977).

Leal Gomes (2000) discute este efeito, afirmando que nos seus ensaios de arrastamento sobre amostras da diaclase artificial em granito porfiróide, não observou movimentos premonitórios do deslizamento e este se deu de maneira súbita, deixando suspeitar que a energia acumulada contra as asperezas excede toda a energia de posição a superar no deslizamento e que ela se consome, não à custa do deslocamento, isto é, da subida da amplitude das asperezas ao longo do seu paramento, como nas asperezas regulares, mas graças ao crescimento da força tangencial. Quando se inicia o deslizamento, súbito, já toda a energia que lhe é necessário foi realizado pelas forças, com ajustamentos elásticos entre os dentes a galgar, sem movimentos tangenciais premonitórios, transformando-se em energia cinética e até no corte de asperezas que mesmo em rochas com bordos tão duros como os de um granito são, como se disse, começa para valores muito baixos de σ_n . É como se o bordo superior em deslizamento “encalhasse” nas asperezas mais altas, revelando o efeito da amplitude que os provetes de Patton, com dentes regulares e os provetes de Leal Gomes nos ensaios da UTAD (2001), também com dentes regulares, não detectaram.

Assim, se em amostras naturais se calculasse a resistência das descontinuidades a partir da medição da inclinação i da rugosidade, obter-se-iam resistências de pico inferiores às das reveladas pelos ensaios, o que coloca o cálculo, através do modelo de Patton, a favor da segurança. O excesso da energia necessário para transpor as asperezas irregulares de maior amplitude, que se reflecte nas forças tangenciais, é transformado num aumento do ângulo de dilatação sem correspondência morfológica.

Deste modo, para se usar o modelo de Patton é preciso que a descontinuidade seja ajustada e como se verá, especificar o domínio das amplitudes de rugosidade em que ele permanece válido, o que quase nunca é feito, tendo em atenção que quanto maior for a amplitude para pequenas variações da inclinação e quanto maior for a inclinação para pequenas variações de amplitude, isto é, quanto mais rugosa for a descontinuidade sob o ponto de vista textural e de amplitude, maiores são os desvios a que a aplicação indiscriminada do modelo de Patton conduz, pois os valores de $\tan(\phi_r + i)$ neste caso variam muito para pequenos desvios de i (Leal Gomes, 2000).

E desde já se acentua, uma vez mais, que ao usar-se o factor $\tan(\phi_r + i)$ e ao se substituir por $\tan i$ (adimensional) o quociente da altura das asperezas h pela base b (grandezas com dimensões lineares) se perde informação vital. Consegue-se a mesma $\tan i$ com diferentes h e b proporcionais (Fig. 8). Acrescentamos ainda que, do mesmo modo que se viu que há perda de informação crucial quando

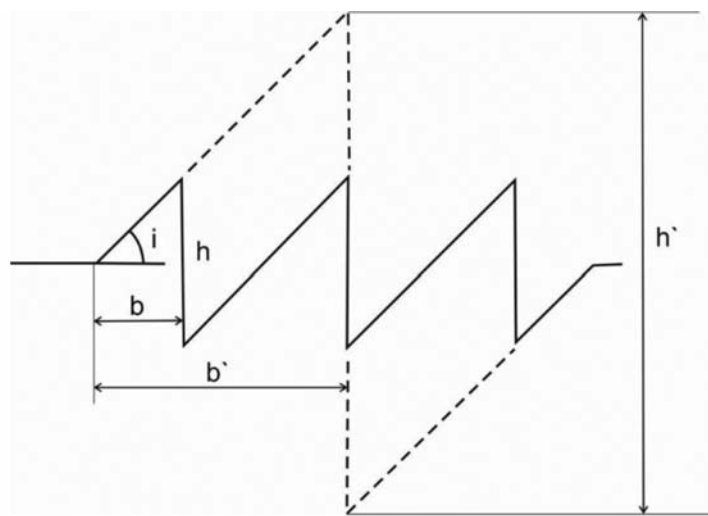


Fig. 8 – O mesmo i é obtido para diferentes h e b .

se passa dos modelos de equilíbrio limite de energias para os modelos de equilíbrio limite de forças, isto é, quando se consideram forças em vez da energia envolvida nos deslizamentos, por perda de dimensões nas equações de dimensões dos parâmetros, as amplitudes só de forma muito insuficiente e ambígua, talvez até incorrecta, podem ser representadas por coeficientes adimensionais, como o exigem os estudos de equilíbrios de forças no deslizamento. É de forma involuntária e rudimentar que os modelos de deslizamento de forças conhecidos, de algum modo acabam por integrar as grandezas lineares ligadas ao problema de escala, como a amplitude das asperezas. Enquanto se não ultrapassar este óbice não se terá nenhum avanço significativo nesta matéria.

Há ainda outro aspecto a ter em conta. Se a junta for muito rugosa, σ_n for baixo e se a soma $(\phi_r + \sum i_j) > 90^\circ$, em que os i_j são as dilatâncias correspondentes às diversas ordens de ondulação e de rugosidade sobrepostas, que neste modelo se somam, pois o modelo de Patton se destina a descontinuidades ajustadas, contrariando a equação 1, o deslizamento deverá fazer-se com o galgamento dilatante das asperezas, mas também com o seu corte ou lasqueamento. Assim, talvez seja a equação 2 a controlar o fenómeno apesar do σ_n reduzido (Fig. 9).

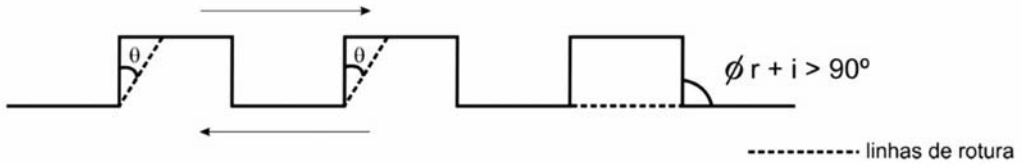


Fig. 9 – Lasqueamento e corte de asperezas com $i=90^\circ$ sob σ_n reduzido.

3 – O EFEITO DE σ_n

Por outro lado, se atendermos às equações do 1 e 2 modelo de Patton e fizermos τ/σ_n igual a R, uma função que poderíamos designar de tribológica, por ter a ver com a resistência de atrito entre os dois bordos da descontinuidade, virão

$$R = \tau/\sigma_n = \text{tg} (\phi_r + i) \quad (7)$$

$$R = \tau/\sigma_n = c/\sigma_n + \text{tg} \phi_r \quad (8)$$

isto é, τ/σ_n , tem o andamento da curva da Fig. 10.

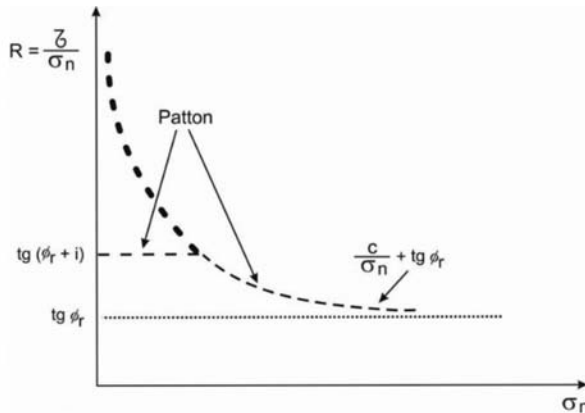


Fig. 10 – Decrescimento hiperbólico de τ/σ_n com σ_n .

O facto de R decrescer hiperbolicamente, de acordo com Patton, para altas pressões, coloca a maioria dos problemas concretos de estimativa de resistência das descontinuidades, a partir dele, a favor da segurança, porque tende a fazê-las mais baixas do que provavelmente serão. Quando a rugosidade está mais concatenada e sujeita ao corte das asperezas pelo alto valor das tensões normais, é que parece que a contribuição do corte das asperezas, de acordo com a Fig. 10 e a equação 8, é menos significativa e contribui menos para a resistência global da descontinuidade, o que obviamente não faz sentido.

Por outro lado, salvo considerações que se farão adiante, dentro de certo limites, parece também que a contribuição não contabilizada nos modelos, das amplitudes elevadas, favorece geralmente a resistência.

Assim, habitualmente, para as tensões normais envolvidas nas descontinuidades das obras, o modelo de Patton deve ser conservador. Mas de uma maneira tal, que é de todo impossível discernir que percentagem da resistência pode ser atribuída à dilatação e corte das asperezas e que percentagem se deve à amplitude. E no presente estado do conhecimento não se vislumbra saída para este problema dos modelos de equilíbrio limite de forças. Não se pode quantificar quão conservador é ou não, o modelo de Patton, para além destas considerações gerais.

O modelo de Barton já integra parte destas considerações de forma mais ou menos implícita, mas a sua formulação (equação 3) restringe radicalmente o seu campo de aplicação. Com efeito, para valores de σ_n muito elevados, $\log(JCS/\sigma_n)$ tende para zero à medida que σ_n se aproxima de JCS (veja-se o decrescimento hiperbólico paralelo de R , em Patton). Assim, quando o efeito do corte das asperezas é mais importante e notório, por as altas tensões normais obrigarem as rugosidades do bordo superior e inferior, a ficarem fortemente imbricadas e a dilatação relativamente impedida, ele tende a desaparecer da equação 3, que se reduz aos parâmetros residuais (ϕ_r), colocando o valor da resistência ao corte tão a favor da segurança que é quase inútil.

Por outro lado, se σ_n for muito baixo, (JCS/σ_n) virá muito elevado e daí poderão resultar valores da tangente na equação 3, infinitos ou até negativos, obtendo-se resistências que carecem de sentido.

Assim, a utilização do modelo passa a ser admissível apenas em condições peculiares, não contemplando diversas situações de grande interesse prático. Refere-se a propósito, que por razões análogas às expostas anteriormente para o modelo de Patton, quando as juntas são muito rugosas (JRC muito elevado), se podem, do mesmo modo, obter resistências ao corte infinitas ou negativas. Na verdade, o modelo de Barton tem vindo a ser utilizado em condições de baixo valor de σ_n , geralmente da ordem dos kPa, em ensaios, e de JRC moderado, correspondente a padrões naturais, que não forneçam valores de τ absurdos.

Refira-se desde já, que correspondendo o termo $(JRC \cdot \log(JCS/\sigma_n))$ a i , no modelo de Patton (equação 1) através do modelo de Barton fica claramente estabelecida a dependência do valor da dilatação em relação à tensão normal aplicada, para baixos σ_n , o que o modelo de Patton não admite.

Verifica-se, explicitando JRC a partir da equação 3):

$$JRC = (\arctg(\tau/\sigma_n)) / (\log(JCS/\sigma_n) + \phi_r) \quad (9)$$

que quando a tensão normal na descontinuidade cresce, $\log(JCS/\sigma_n)$ torna-se menor e a rugosidade que efectivamente participa no deslizamento se torna mais abrupta por JRC aumentar. O eventual decréscimo, fisicamente improvável, de $\arctg(\tau/\sigma_n)$ com o aumento de σ_n , quando esta é baixa, geralmente não compensa aritmeticamente a diminuição drástica concomitante de $\log(JCS/\sigma_n)$.

O parâmetro JRC associa os aspectos texturais da rugosidade, como a sua inclinação e o boleaamento das asperezas, à consideração implícita da amplitude da rugosidade. Mas fá-lo, tal como os resultados que se podem tirar do modelo de Patton em relação à amplitude, de maneira involuntária, que não pode ser prevista.

Na maioria esmagadora dos casos é ilegítimo estimar a resistência das descontinuidades dos maciços reais a partir da equação 3, obtendo os JRC por comparação com os perfis típicos de Barton e Choubey. Este cálculo só será válido se os JCS do perfil eleito e o da descontinuidade no terreno forem os mesmos e se a cobertura do terreno sobre a diaclase em questão não ultrapassar 3cm (~ 1kPa) equivalente ao σ_n sob o qual as amostras de Barton e Choubey (1977) foram ensaiadas. Portanto o interesse prático desses perfis típicos é muito menor do que aquele que geralmente se lhes atribui, sendo os JRC obtidos por comparação, meros índices morfológicos sem conotações mecânicas.

É que, de acordo com o modelo de Barton, dependendo JRC de σ_n e de JCS, o seu valor corresponde ao valor da “rugosidade que efectivamente participa no deslizamento”, diferente em cada caso, para a mesma descontinuidade, consoante a tensão normal nela aplicada. Do que se conclui também que o modelo de Barton é mais um instrumento laboratorial do que um elemento de dimensionamento.

Mas note-se que na própria comparação entre os perfis típicos e as descontinuidades do terreno, independentemente do que já se disse, há dificuldades intrínsecas ao método. Porque nesse cotejo há tendência para se reparar na rugosidade mais conspícua e abrupta de que resulta geralmente uma sobrestimação dos JRC. Por outro lado, é ilegítimo ampliar ou reduzir os perfis típicos, mesmo que apenas mentalmente para a comparação, porque essa transformação é homotética e nada garante que o JRC se conserve. Seria preciso admitir que ao se ampliarem as dimensões do perfil, independentemente de todos os efeitos de escala mal esclarecidos que se sabem existir, a amplitude da rugosidade não aumentasse, o que na Natureza teria a consequência de aumentar a resistência da descontinuidade e através da equação 3 o JRC do perfil ampliado, só por si tornando ineficaz o cotejo.

Vem ainda a propósito referir que a famosa extensão da equação de Barton

$$\varphi_p = \arctg(\tau/\sigma_n) = \varphi_r^\circ + i^\circ + S_A^\circ \quad (10)$$

onde φ_p é o ângulo de pico, isto é, o valor angular total de resistência de uma descontinuidade, φ_r o ângulo de resistência residual, i a dilatância e S_A um valor angular equivalente à resistência de corte das asperezas (cerca de JCS/2 para tensões normais moderadas), é de todo ilegítima, porque transformado em valor angular equivalente S_A° , o mesmo JCS tem significado diferente para diferentes parcelas de φ_r e de i , sujeita como está a soma à função trigonométrica tangente. Este raciocínio contém, pois, vícios.

Como é óbvio, o modelo de Peres Rodrigues e Charrua Graça aplica-se quando o comportamento da diaclase é francamente dilatante e ainda existe a possibilidade do bloco superior rodar sobre as “irregularidades significativas”. É preciso admitir que nas descontinuidades desajustadas as tensões nos contactos entre os bordos são maiores, para o mesmo σ_n , conduzindo a fases dilatantes relativamente mais reduzidas, com maior incidência do corte das asperezas nesses contactos.

4 – CONSIDERAÇÕES ADICIONAIS

Bandis (1980) afirmou que numa diaclase a rugosidade que controla o deslizamento é a que tem a inclinação i máxima (i_{max}). Neste contexto, se olharmos os resultados do Quadro I, veremos que apesar de na generalidade ele confirmar o modelo de Patton, há desvios significativos quando h cresce, de modo que os valores obtidos experimentalmente (i_{exp}) quando se aproximam de 2,4cm, isto é, para as maiores amplitudes, são inferiores às inclinações morfológicas, principalmente para i_p elevados. E há que ter em conta que os i médios (i_{med}) são a média aritmética das várias inclinações das asperezas pelo que há sempre algumas com i superior à média. i_p são as inclinações projectadas que não puderam ser obtidas com rigor nos provetes devido a dificuldades na sua execução.

A Fig. 11 esquematiza a realização dos ensaios e mostra que a resultante da força de tracção R' cresce à medida que se dá o galgamento das asperezas, gradual nestes ensaios, à medida que o peso que realiza a tracção cresce. Esta verificação parece contradizer o efeito que acima assinalámos que resulta em $i_{exp} < i_{max}$ para as asperezas mais altas, a partir de i_p igual a 30° , efeito este incontestável pois a força de tracção registada num ensaio pode ser superior à necessária para o deslizamento, se se lançar mais grenalha do que a necessária no balde, mas não inferior.

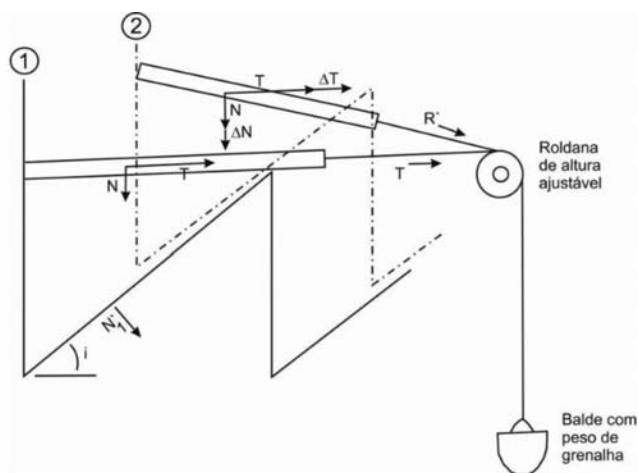


Fig. 11 – Esquema de realização de um ensaio de arrastamento.

Mas se tivermos em mente que os momentos de T em relação à base das asperezas crescem à medida que h aumenta, compreendemos que uma força menor realizará os mesmos momentos para um h maior, favorecendo o aparecimento de $i_{exp} < i_{max}$. Por outro lado, como mostra a Fig. 12, esses mesmos momentos induzem alívios generalizados das tensões nos paramentos das asperezas e uma diminuição do σ_n actuante que também favorece o aparecimento de $i_{exp} < i_{max}$. Este efeito parece acentuar-se também com o crescimento de i . Para baixos valores de i estes alívios são menos importantes, daí não se ter obtido o efeito para i_p de 20° .

Estas considerações trazem um novo elemento, pois os valores da dilatância deduzidos da observação da rugosidade podem estar a desfavor da segurança à medida que os blocos potencialmente mobilizáveis são mais altos, com o centro de gravidade mais elevado, ou as asperezas são mais altas e inclinadas. Estes ensaios, com o cinto de tracção posto a rasar o topo das asperezas, simulam pois, melhor, o que se passa na Natureza do que, por exemplo, a prensa que Patton utilizou, que aplicava a força tangencial, exactamente no plano médio das suas amostras e que por isso não observou este fenómeno.

Além disso as fases de dilatância e de corte das asperezas são concomitantes desde valores muito baixos de σ_n (pelo menos da ordem de 1kPa) e a dedução de resistências correctas a partir da observação dos bordos das diaclases não é fiável.

Note-se ainda que mesmo que σ_n seja muito elevado, há sempre alguma dilatância dependendo da rugosidade original e das novas superfícies criadas pela rotura das asperezas.

Vem a propósito referir que mesmo ultrapassadas as condições de pico, os bordos ficam irregulares e há que contar com alguma dilatância, menor do que a da descontinuidade ajustada, pelo que os parâmetros residuais podem ser mais favoráveis do que se supõe na literatura sobre o assunto, inclusive, sendo-lhes eventualmente aplicável o modelo de Peres Rodrigues e Charrua Graça. Contudo Menel (1965) afirma que enquanto isto pode acontecer em rochas densas e de bordos resistentes, pelo contrário, rochas porosas e fracas podem mostrar efeitos de contracção. Há ainda o facto de

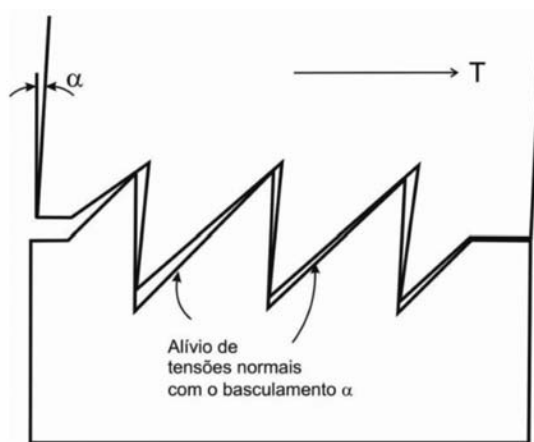


Fig. 12 – Momentos ocasionados por forças de corte nas descontinuidades.

entre os bordos da descontinuidade, acima das condições de pico, se poder formar material esmagado que proporciona um efeito de rolagem que diminui os parâmetros residuais (Ladanyi e Archambault, 1970).

Vejamos também que no modelo de Peres Rodrigues e Charrua Graça

$$\Delta\Phi = \arctg \left((k_1 \ln \Omega + k_2) / L^2 \right)^{1/2} \quad (11)$$

Em comparação com L^2 , $\ln \Omega$ pouco varia, pelo que a dilatância diminui com o aumento das dimensões das amostras, originando efeitos de escala normais, em que as médias dos valores dos ensaios diminuem com o aumento das dimensões dos corpos de prova, ao contrário dos efeitos de escala inversos em que se verifica o contrário. Fica estabelecido através deste modelo que, como h não cresce proporcionalmente a Ω ou L , $\Delta\Phi$ reduz-se quando Ω e L aumentam, ao contrário do que acontece em descontinuidades ajustadas, governadas pelos modelos de Patton e Barton, onde se verifica que a dilatância cresce com as dimensões (Leal Gomes, 1998). Já vimos que nestas diaclases o imbricamento das várias ordens de rugosidade com inclinações i_1 , i_2 , etc., faz com que nas descontinuidades extensas, com mais ordens de rugosidade e até de ondulação, a dilatância se obtenha pela soma ($i_1+i_2+\dots$) (Fig.13). Por outro lado se as solicitações tangenciais que mobilizam os deslizamentos são paralelas ao plano médio das descontinuidades, a dilatância aumenta nas descontinuidades ajustadas com o crescimento das dimensões. Basta pensar que quando se subdivide uma amostra e as diversas porções são horizontalizadas, diminuem a inclinação e a amplitude da rugosidade (Leal Gomes, 1998). Assim, as descontinuidades ajustadas têm em geral efeitos de escala inversos. E a grande diferença entre os modelos de Peres Rodrigues e Charrua Graça e os de Patton e de Barton, é que nestes últimos modelos todas as rugosidades podem contribuir para a dilatância, enquanto no primeiro só a irregularidade mais conspícua, a “irregularidade significativa”. Além

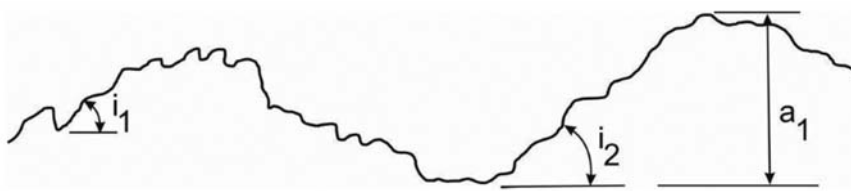


Fig. 13 – Várias ordens de ondulação e de rugosidade das descontinuidades.

disso também neste modelo as dilatâncias são muito menores do que aquelas que se observariam se às mesmas descontinuidades se aplicasse o modelo de Patton (Fig. 2).

O facto de, para as descontinuidades ajustadas, os efeitos de escala serem inversos, coloca os resultados dos ensaios das pequenas amostras a favor da segurança.

Estas ideias começaram a ser observadas a partir da publicação dos gráficos de Kutter e Otto (1990) (Fig. 14). Que os efeitos de escala na rugosidade e na resistência das descontinuidades ajustadas (na fase com dilatância) são geralmente inversos referiram-no Swan e Zongqi (1985), Giani *et al.* (1992), Hencher *et al.* (1993), Ohnishi *et al.* (1993), Leal Gomes (1998), sendo que ainda é vulgar na literatura ver-se afirmar o contrário, talvez, principalmente, como consequência da tese de Bandis (1980).

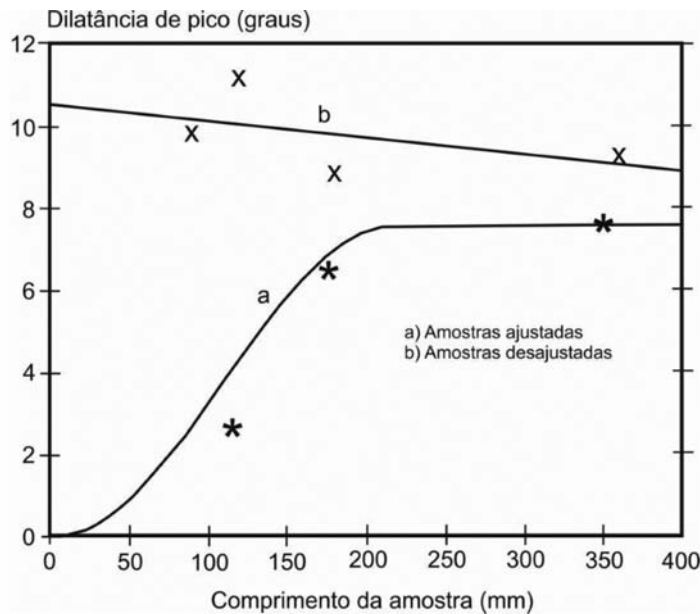


Fig. 14 – Ensaios de Kutter e Otto (1990).

Ainda queremos referir que as dimensões da amostra (efeito de escala) e a sua simetria se reflecte na simetria da rugosidade, influenciando nos resultados. Convém dizer que as amostras mais longas têm preferencialmente um galgamento mais translacional do que as amostras curtas, em que o movimento é mais rotacional, com maiores deslocamentos de pico e menor resistência (Fig. 15) (Leal Gomes, 1998).

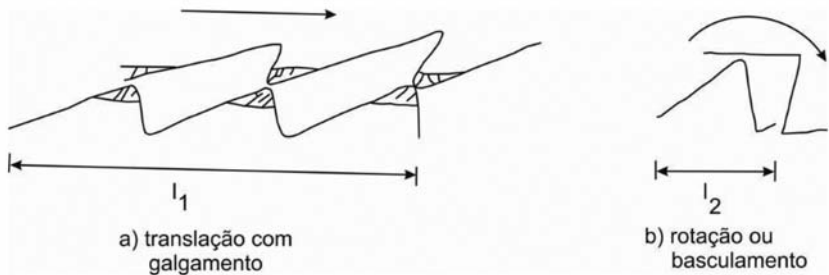


Fig. 15 – Amostras curtas e longas e os movimentos que executam no deslizamento.

Por outro lado, a justaposição lateral de rugosidades da mesma ordem, isto é, de diferentes níveis de rugosidade, com amplitudes idênticas e cristas deslocadas umas em relação às outras, aumenta a simetria da rugosidade (Fig. 16). Por isso quando se cortam as amostras, trunca-se a distribuição da rugosidade, diminuindo a sua simetria e aumentando a anisotropia registada nos ensaios.

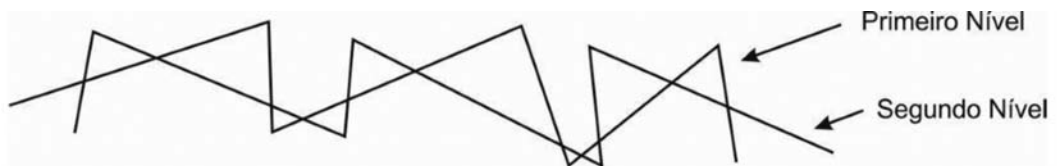


Fig. 16 – Dois níveis da mesma ordem de rugosidade, lateralmente justapostos, aumentam a simetria da rugosidade global.

Citam-se estes modelos de deslizamento de índole qualitativa porque se julga que têm um grande poder explicativo.

As amostras da diaclase artificial em granito porfiróide do Pontido (Fig. 5) tinham 16cm na direcção NS correspondente à maior dimensão das amostras e respectivamente, na direcção EW, perpendicular à primeira, 16cm (tipo I) (8 amostras), 10,7cm (tipo II) (8 amostras), 8cm (tipo III) (9 amostras) e 5,3cm (tipo IV) (9 amostras).

Nos ensaios de arrastamento que se fizeram, sob 1kPa, nestas amostras, a anisotropia de direcção decresceu à medida que a simetria e área das amostras aumentava, desaparecendo para as amostras tipo I ($16 \times 16 \text{ cm}^2$) (Fig. 17), apoiando o ponto de vista acima referido sobre a truncagem dos níveis de rugosidade pela diminuição da simetria e dimensões dos provetes.

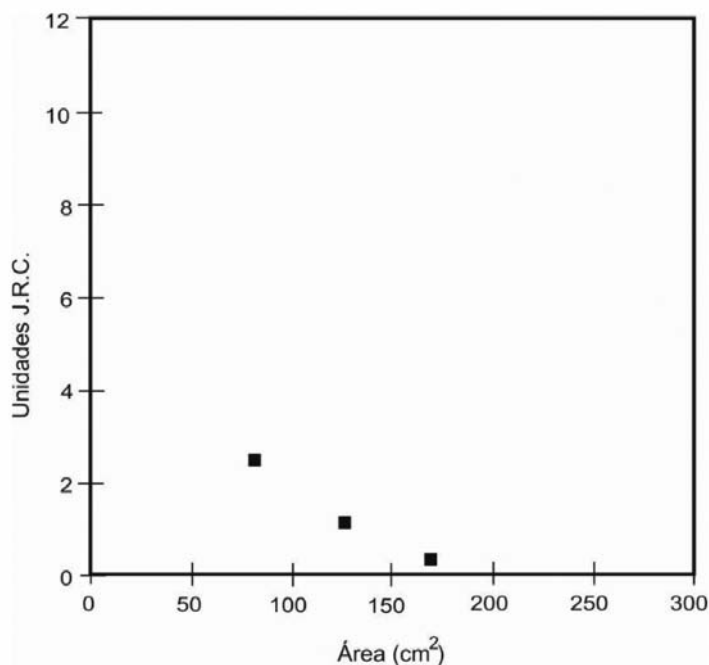


Fig. 17 – Anisotropia de direcção das amostras da Fig. 5.

Quanto à anisotropia de sentido não desapareceu mas reduziu-se a 0,5 unidades de JRC (Figs. 18, 19 e 20).

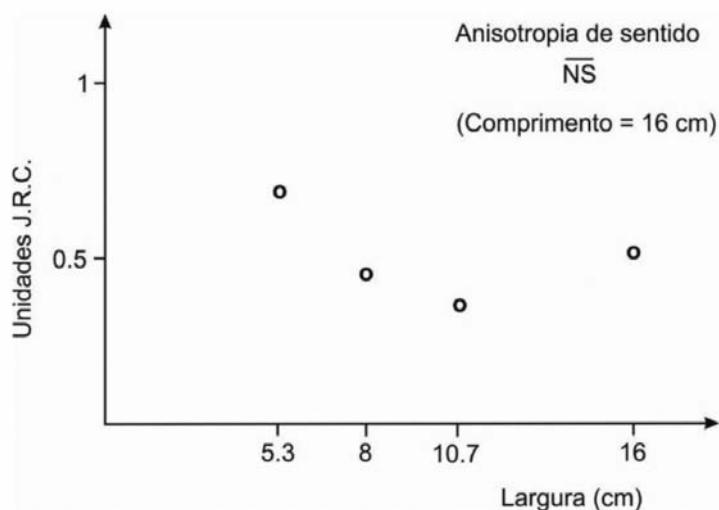


Fig. 18 – Anisotropia de sentido na direcção NS.

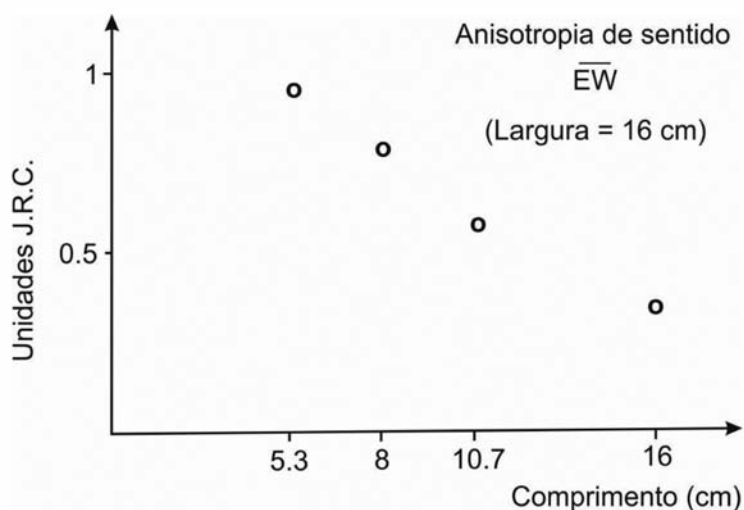


Fig. 19 – Anisotropia de sentido na direcção EW.

Nas pequenas amostras ($16 \times 5,3 \text{ cm}^2$) a rugosidade é assim mais abrupta e em ensaios em máquina de deslizamento sob tensões normais médias na descontinuidade entre 0,05 MPa e 1,2 MPa, o efeito da direcção perpendicular à direcção de deslizamento (largura da amostra) atenua-se com o crescimento da simetria das amostras, verificando-se que praticamente se atingem valores assintóticos da resistência para a largura máxima de 16cm (Fig. 21).

Fica assim estabelecido que a largura das amostras, perpendicular à direcção de deslizamento, influi nos valores da resistência, ao contrário do que outros autores afirmam (Muralha e Cunha, 1990). Não é, assim, sempre legítimo, fazer análises de estabilidade considerando fatias, como se faz vulgarmente, pois se a largura das fatias não permitir que se atinjam os valores assintóticos

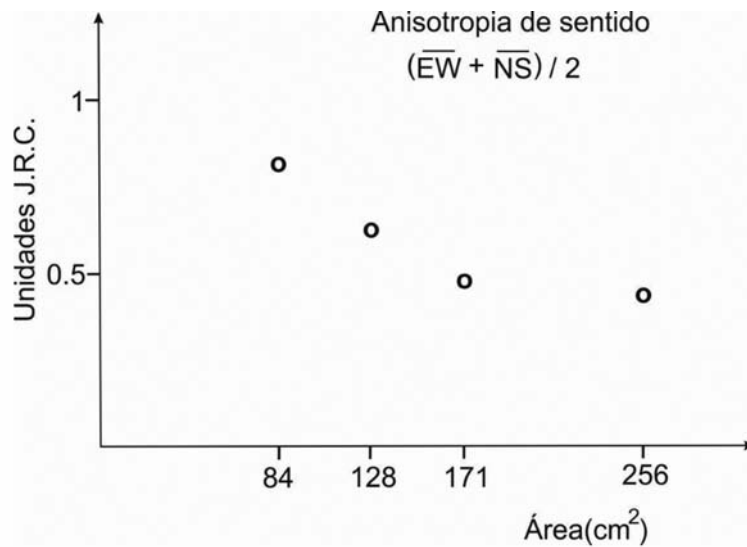


Fig. 20 – Média da anisotropia de sentido (NS + EW) / 2.

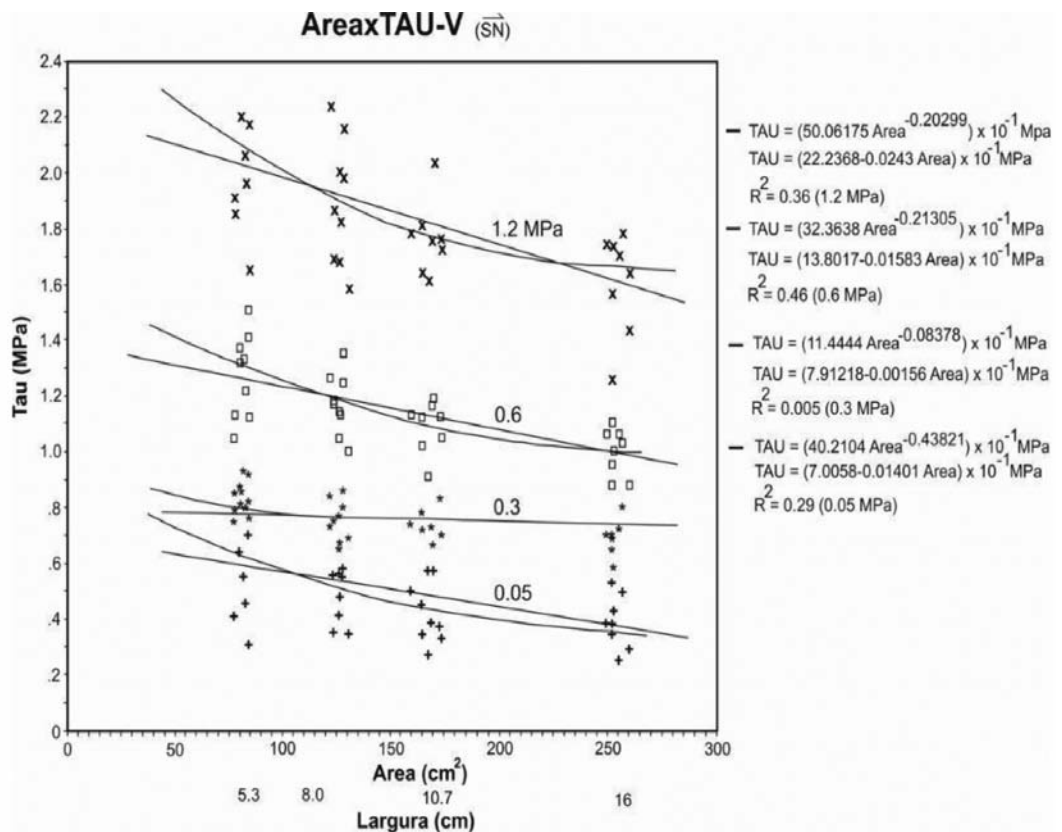


Fig. 21 – Redução da resistência das amostras com o aumento da largura perpendicular à direcção de deslizamento.

da resistência, ficar-se-á a desfavor da segurança. No caso das nossas amostras do Pontido, porém, esse perigo não existe, já que as assíntotas para os patamares de σ_n utilizados se alcançam para $16 \times 16 \text{ cm}^2$, apesar dos moderados coeficientes de determinação encontrados para as regressões.

Provavelmente, este efeito acentua-se com o aumento de JRC, JCS e σ_n , porque a latitude que as amostras têm para movimentos tangenciais é menor nestas condições e é mais condicionada.

5 – CONCLUSÕES

Algumas conclusões podem ser tiradas de tudo o que se referiu. Limitar-nos-emos ao mais importante:

- Os modelos de Patton e de Barton aplicam-se às descontinuidades ajustadas ou bastante abaixo do deslocamento de pico. O modelo de Peres Rodrigues e Charrua Graça às descontinuidades desajustadas.
- A resistência deduzida a partir de pequenas amostras para descontinuidades ajustadas (caso de algumas diaclases), de bordos são e sem preenchimentos e zonas esmagadas, deve ser conservadora, pois o respectivo efeito de escala é inverso. Para as restantes descontinuidades desajustadas e/ou com preenchimentos já não acontece o mesmo.
- As fases mistas com dilatação e corte das asperezas começam para σ_n muito baixos, inferiores a 1 kPa. Não se detecta, contudo, o efeito da coesão fictícia nestas situações porque nos ensaios de arrastamento o σ_n permanece sempre o mesmo: o induzido pelo peso do bloco superior que não muda.
- Os modelos de equilíbrio limite de forças não representam o fenómeno de deslizamento de descontinuidades senão de forma muito incompleta e restrita por escassez de informação contida nos parâmetros que utilizam (transformação de grandezas físicas reais noutras que se adaptem aos modelos, como h/b em tg i e de energias em forças, com diminuição das dimensões envolvidas e da informação contida nos parâmetros) e não consideração da amplitude. Os modelos de equilíbrio limite de energias ainda são ineficazes.
- Tanto o modelo de Patton como o de Barton revelam o efeito da amplitude nas descontinuidades de bordos irregulares. Mas fazem-no involuntariamente e de forma não contabilizável.
- Não há como decidir qual a percentagem de resistência atribuível à dilatação e qual é atribuível à amplitude da rugosidade, sempre que há dilatação nos deslizamentos. Mas a parte concernente à amplitude é, decerto, tão importante como a relativa à inclinação das rugosidades.
- Mesmo nas descontinuidades sob σ_n elevado, em que prevalece o corte das asperezas, há que contar com alguma dilatação, tornando ainda mais complexas as previsões dos modelos de equilíbrio limite.
- Os perfis típicos de Barton e Choubey (1977) não servem como elemento de cálculo, nas situações práticas da Natureza. Não são legítimos cotejos entre a morfologia dos perfis e a das descontinuidades no terreno, de que se extraíam valores de JRC. Estes perfis só são válidos para valores muito baixos de σ_n e para JCS idênticos aos das amostras originais de Barton e Choubey.
- Os modelos de Patton e de Barton para os valores de σ_n vulgarmente instalados nas obras, da ordem dos MPa, na fase mista de corte e dilatação das descontinuidades ajustadas ou abaixo do deslocamento de pico, podem já se encontrar a favor da segurança dado que $R = \tau/\sigma_n$ diminui com σ_n e JCS/σ_n , também.

- Mas na fase dilatante, a consideração dos momentos que as forças tangenciais produzem, obrigam-nos a admitir que os valores da resistência deduzidos da morfologia da rugosidade podem colocar as resistências calculadas através do modelo de Patton a desfavor da segurança, para rugosidades de grande amplitude e sobretudo grande inclinação.
- À medida que crescem as dimensões das amostras de descontinuidades e a sua simetria, também a rugosidade se torna mais simétrica e decrescem as anisotropias de direcção e de sentido.
- As resistências ao corte podem aumentar com a redução da largura perpendicular à direcção de deslizamento. Este efeito cresce com σ_n , JCS e JRC.
- Não há tantos acidentes nas obras como seria de esperar de uma formulação tão insuficiente como os modelos de equilíbrio limite, porque em geral, os modelos de Patton e de Barton são conservadores, porque, apesar de tudo, fazem uma descrição parcial do fenómeno que analisam e porque sentindo intuitivamente que o assunto é incompletamente dominado, os engenheiros intervêm nas equações respectivas com parâmetros muito a favor da segurança.
- Por outro lado, $(\varphi_r + i)$ depende da tangente e habitualmente é maior do que 45° , fazendo com que a maioria das estimativas seja conservadora. Quando $(\varphi_r + i)$ é maior do que 45° , a $\tan(\varphi_r + i)$ cresce rapidamente e as resistências ao corte aumentam também celeremente, fazendo com que as obras fiquem a favor da segurança, pois é subestimada nos cálculos que consideram parâmetros inferiores aos efectivos.
- Em regra, outras formalizações que surgem na literatura não têm grandes vantagens sobre as aqui abordadas. Também novos parâmetros não são muito diferentes dos já existentes, porque as condições básicas do fenómeno de deslizamento são conhecidas (Leal Gomes e Dinis da Gama, 2007). As outras formalizações (por exemplo, de Ladanyi e Archambault (1970) (cit. Saeb, 1990), exponenciais, de Jaeger (1971) (cit. Brady e Brown, 1994), para não falar na mais antiga, de Coulomb) são tentativas de abordagem do mesmo problema sob novos eventuais ângulos, mas que não mudam significativamente o óbice central que é a dificuldade em integrar a dimensão linear da amplitude da rugosidade, juntamente com a sua inclinação, nas fases com dilatação dos modelos de equilíbrio limite. Exceptuando Coulomb, o que os outros autores fazem, é, no fundo, principalmente, adaptar envolventes curvas aos resultados dos ensaios.

6 – AGRADECIMENTOS

O autor está profundamente grato ao Professor Carlos Dinis da Gama e ao Doutor Bruno Catarino do Instituto Superior Técnico de Lisboa pelo precioso apoio dado à apresentação destas notas na sua forma definitiva.

7 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Bandis, S. (1980). *Experimental studies of scale effects on shear strength and deformation of rock joints*. PhD Thesis, Universidade de Leeds.
- Barton, N.; Choubey, V. (1977). *The shear strength of rock joints in theory and practice*. Rock Mechanics, Vol. 10, nº 1-2, pp.1-54.
- Brady, B.H.G.; Brown, E.T. (1994). *Rock mechanics for underground mining*. Chapman & Hall, Londres.

- Giani, G.P.; Ferrero, A.M.; Passarelo, G.; Reinaudo, L. (1992). *Scale effect evaluation on natural discontinuity shear strength*. Fractured and Jointed Rock Masses, Lake Tahoe.
- Hencher, S.R.; Toy, J.P.; Lumsden, A.C. (1993). *Scale dependent shear strength of rock joints*. Scale Effects in Rock Masses, Lisboa, Balkema, Rotterdam, pp. 233-240.
- Jaeger, J.C. (1971). *Friction of rocks and stability of rock slopes*. Géotechnique 21, nº 2, pp. 97-134.
- Kutter, H.K.; Otto, F. (1990). *Influence of parallel and cross joints on shear behaviour of rock*. Rock Joints, Balkema, Rotterdam, pp. 243-250.
- Ladanyi, B.; Archambault, G. (1970). *Simulation of shear behaviour of a jointed rock mass*. Proc. 11th Symp. on Rock Mechanics (AIME), Berkeley, Califórnia, pp. 105-125.
- Leal Gomes, M.J.A. (1998). *O efeito de escala em maciços rochosos – O caso da resistência e deformabilidade das descontinuidades*. Dissertação de Doutoramento, Universidade de Trás-os-Montes e Alto Douro, Vila Real.
- Leal Gomes, M.J.A. (1999). *O significado prático dos ensaios de deslizamento de descontinuidades em maciços rochosos*. Geotecnia nº 87, pp. 53-59.
- Leal Gomes, M.J.A. (2000). *Reflexões para um modelo alternativo de resistência das descontinuidades em maciços rochosos*. 7º Congresso Nacional de Geotecnia, Porto, pp. 215-220, Vol. 1.
- Leal Gomes, M.J.A. (2001). *The assessment of safety of rock mass joints considering their amplitude of roughness*. ISRM Regional Symposium, EUROCK 2001, Espoo, Finlândia, pp. 249-254.
- Leal Gomes, M.J.A. (2002). *Lucubrações em torno de uma insuficiência do modelo de Patton*. 8º Congresso Nacional de Geotecnia, Lisboa, Vol. 1, pp. 483-494.
- Leal Gomes, M.J.A.; Dinis da Gama, C. (2007). *New insights on the geomechanical concept of joint roughness*. 11th ISRM Congress, Lisboa, Vol. 1, pp. 347-350.
- Menel, V. (1965). *Dilatancy of rocks*. Rock Mechanics and Engineering Geology, Vol. 3, nº. 1, pp. 58-61.
- Muralha, J.J.R.D. (1995). *Abordagem probabilística do comportamento mecânico de descontinuidades de maciços rochosos*. Tese de Doutoramento, IST, Universidade Técnica de Lisboa.
- Muralha, J.; Pinto da Cunha, A. (1990). *Analysis of scale effects in joint mechanical behaviour*. Scale Effects in Rock Masses. Loen, Balkema, Rotterdam, pp. 191-200.
- Ohnishi, Y.; Herda, H.; Yoshinaka, R. (1993). *Shear strength scale effect and the geometry of single and repeated rock joints*. Scale Effects in Rock Masses, Lisboa, Balkema, Rotterdam, pp. 167-173.
- Patton, F.D. (1966). *Multiple modes of shear failure in rock and related materials*. PhD Thesis, Universidade de Illinois.
- Pereira, P.J. (1994). *O comportamento mecânico das descontinuidades em maciços rochosos*. Tese de doutoramento, IST, Universidade Técnica de Lisboa.
- Peres Rodrigues, F.; Charrua Graça, J.G. (1985). *Scale effect on the strength characteristics of rock masses*. Proc. Int. Symp. Role of Rock Mechanics in Excavation for Mining and Civil Engineering, Zacatecas, México, pp. 405-408.

- Saeb, S. (1990). *A variance on the Ladanyi and Archambault's shear strength criterion*. Rock Joints, Loen, Balkema, Rotterdam, pp. 701-705.
- Swan, G.; Zongqi, S. (1985). *Prediction of shear behaviour of joints using profiles*. Rock Mechanics and Rock Engineering, 18, pp. 183-212.

NOTA TÉCNICA



AVALIAÇÃO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICA APLICADA À INSTALAÇÃO DE POSTOS DE COMBUSTÍVEIS EM RIO CLARO (SP), BRASIL

Geological and Geotechnical Avaliation Applied to Gas Station Installation in Rio Claro (SP), Brazil

José Eduardo Zaine*

Debora Takie Yamada**

Suseli de Marchi Santos***

RESUMO – O presente artigo tem como tema a caracterização geológica e geotécnica da área urbana de Rio Claro (SP), com ênfase à instalação de postos de combustíveis. O estudo teve como foco a definição, caracterização e análise das unidades geológico-geotécnicas, para a avaliação de cada uma dessas unidades, orientando assim a instalação de postos de combustíveis em Rio Claro. Para isso, foram identificados os processos atuantes no meio físico, que exercem influência sobre o tanque de armazenamento subterrâneo. Também foram estudadas as características e propriedades do meio físico que regem a migração do contaminante vazado. Para a área de Rio Claro, foram definidas quatro unidades de análise: I- Formação Corumbataí, II- Diabásio, III- Formação Rio Claro e IV- Aluviões e Solos Hidromórficos, onde foram realizadas as análises e caracterização geotécnica. Os resultados demonstraram que as diferentes unidades necessitam de ensaios e análises específicos, os quais dependem das propriedades e dos processos atuantes. A definição das diferentes unidades de análise e a caracterização geotécnica determinam o direcionamento e otimização dos trabalhos, além de contribuírem para a escolha de equipamentos e intervenções mais adequados e compatíveis em cada situação.

SYNOPSIS – This research is based on the geological and geotechnical characterization of Rio Claro (SP) urban area, a medium size town of the State of São Paulo, Brazil, with emphasis in the installation of gas stations. These studies specify the characterization of the physical procedures as one of the major parameters to be considered. The objectives of this research are: definition, characterization, analysis and evaluation of the geologic-geotechnical units, therefore orienting the installation of fuel stations in Rio Claro. For this issue, those procedures active in the area, that influence on the underground storage tanks, as well as the characteristics and properties of the surrounding fields that demand the migration of the leaked contaminant. For the Rio Claro area, four units of analysis were identified: Corumbataí Formation, Diabase, Rio Claro Formation and Alluvial Deposits, where the analysis and geotechnical characterization were conducted. This research shows that the different units need tests and analysis specific, which depend on the acting properties and processes. The definition of different units of analysis proved the necessity of distinct procedures for evaluation of each area, where the geotechnical characterization determines the direction and optimization of works, as well as contributing to the choice of equipments and more adequate and compatible interventions for each situation.

PALAVRAS CHAVE – Postos de combustíveis; Rio Claro; caracterização geotécnica.

* Geólogo, Professor Assistente Doutor, Depto. de Geologia Aplicada, Universidade Estadual Paulista. Av. 24 A, 1515, Rio Claro, SP, CEP 13506.900. E-mail: jezaine@rc.unesp.br

** Geóloga, Msc, Petrobras. E-mail: dtyamada@petrobras.com.br

*** Engenharia Ambiental, Petrobras/UN-BC/SMS. E-mail: suseli@petrobras.com.br

1 – INTRODUÇÃO

Diante das tendências e necessidades ligadas ao desenvolvimento e crescimento urbano, na maioria das cidades vem ocorrendo um grande aumento no número de postos de combustíveis, os quais interferem diretamente no meio onde se instalam, podendo causar inúmeros problemas ambientais, principalmente, relacionados a vazamentos de hidrocarbonetos.

Os tanques de armazenamento subterrâneo representam um grande risco, pois podem ocasionar vazamentos, originando plumas de contaminação, que penetram no solo e atingem o “lençol freático”. Os vazamentos são classificados como graves e complexos, de difícil recuperação das áreas afetadas (Gibotti Júnior, 1999), e muito caros no que se refere ao processo de recuperação. Segundo a Environmental Protection Agency – EPA, cerca de US\$100.000 são necessários para a remediação de cada área contaminada.

Para a Divisão de Tecnologia de Riscos Ambientais da CETESB, os vazamentos em postos de gasolina têm sido responsáveis por cerca de (9%) de todas as emergências atendidas no Estado de São Paulo. Foram 42 casos registrados em 2001, 41 em 2002, 42 em 2003, 28 em 2004, e 36 em 2005.

Com o objetivo de controlar e reduzir os vazamentos de derivados de petróleo, o Conselho Nacional do Meio Ambiente – CONAMA estabeleceu a Resolução no 273 de 29 de novembro de 2000, que regulamenta a instalação de postos de combustíveis (CONAMA, 2000). Nesta Resolução são considerados os riscos de contaminação de corpos d’água subterrâneos e superficiais, solo e ar, e os riscos de incêndio e explosões. A Resolução determina a caracterização hidrogeológica e geológica do terreno com análise do solo, contemplando a permeabilidade e o potencial de corrosão.

A instalação de postos de combustíveis em áreas com características geológico-geotécnicas desfavoráveis, sem a execução de obras de engenharia corretivas (Zaine, 2000), pode elevar o risco de contaminação associado a vazamentos de hidrocarbonetos. A avaliação geológico-geotécnica representa um subsídio de avaliação, em estudos preventivos, nas instalações de postos de combustíveis na área urbana do Município de Rio Claro (SP).

Rio Claro, uma cidade de médio porte, localizada no centro-leste do Estado de São Paulo, tem cerca de 40 postos de combustíveis que, na sua totalidade, possuem tanques subterrâneos de armazenamento de derivados de petróleo e de álcool. Diferentes situações geológicas, geomorfológicas e pedológicas, associadas a processos da dinâmica externa, impõem tratamento distinto nessas áreas de postos.

A presente pesquisa poderá subsidiar o planejamento do uso e ocupação do solo da área urbana do Município de Rio Claro (SP), definindo diretrizes específicas, para cada tipo de terreno, quanto à instalação de postos de combustíveis. O conhecimento das características dos diferentes terrenos (materiais e processos geológicos) encontrados em Rio Claro fornece subsídios para a prevenção de possíveis vazamentos de hidrocarbonetos e contribui para a remediação de áreas contaminadas por essas substâncias, além de garantir a estabilidade das instalações dos postos de combustíveis.

Avaliação geológico-geotécnica tem como princípio orientar a implantação de postos de combustíveis em Rio Claro e definir os estudos necessários para auxiliar na escolha de equipamentos e intervenções mais adequadas, compatíveis com a situação de cada terreno encontrado na área de estudo. Esta avaliação tem como meta, contribuir para minimizar o quadro de vazamentos e contaminação que vêm ocorrendo.

Este artigo apresenta os principais resultados da pesquisa de mestrado da geóloga Debora Takie Yamada desenvolvida no programa de pós-graduação em Geociências e Meio Ambiente da Unesp, campus de Rio Claro, SP. (Yamada, 2004). Os objetivos do estudo foram definir unidades de análise, realizar a caracterização geotécnica e avaliar cada uma delas, visando orientar a implantação de postos de combustíveis.

2 – MATERIAL E MÉTODOS

Para a avaliação foi necessária a definição de unidades de análise, com a caracterização geotécnica e associação destas com os principais problemas relacionados com tanques de armazenamento subterrâneo. Assim a avaliação consiste na definição de propriedades e características do meio físico e dos processos atuantes que interagem com os tanques de armazenamento subterrâneo ocasionando vazamentos, onde cada unidade apresenta parâmetros geotécnicos específicos definidos por meio de ensaio e análises físicas e químicas.

A relação entre os processos do meio físico e os tanques de armazenamento subterrâneo determina a possibilidade de ocorrência de vazamento, uma vez que os processos atuam sobre os tanques induzindo danos e conseqüentes vazamentos. Quando o produto vazado atinge o solo, seu processo de migração está relacionado com as propriedades do meio físico (ex.: porosidade).

Para avaliar a ocorrência de um vazamento de hidrocarbonetos de um tanque de armazenamento subterrâneo, deve-se levar em conta a susceptibilidade a determinados processos do meio físico que atuam em terrenos com características geotécnicas distintas. Esses processos podem desencadear danos nas estruturas enterradas, como tanques e tubulações. No Quadro 1 são apresentados alguns processos que influenciam os tanques de armazenamento subterrâneos.

Quadro 1 – Processos do meio físico que têm influência sobre os tanques de armazenamento subterrâneo.

Processos no meio Físico	Influência sobre os tanques de armazenamento subterrâneo
<i>Corrosão (solos corrosivos)</i>	Atua sobre o tanque de armazenamento subterrâneo, causando a corrosão do metal (quando sem proteção adequada), provocando vazamento de hidrocarboneto. A profundidade do N.A. pode contribuir para o desenvolvimento de processo corrosivo, caso o tanque fique parcialmente emerso.
<i>Colapso do solo</i>	Tanques instalados sobre solos colapsíveis, quando da adição de água (rompimento de tubulações enterradas) e sobre tensão (carga do tanque), sofrem colapso, danificando estruturas enterradas provocando rachaduras e trincas, além da possibilidade de indução de corrosão sob tensão.
<i>Compressão</i>	A aplicação de cargas (tanque), acima dos níveis de tensão admissíveis, provoca recalques no solo, ocasionando danos nas estruturas enterradas, provocando vazamentos.
<i>Expansão</i>	A hidratação de materiais, com minerais expansivos, desenvolve pressões de expansão, provocando a desestabilização de estruturas enterradas, como tanques subterrâneos. A flutuação do N.A. pode acarretar o desenvolvimento de expansão.

A migração do hidrocarboneto em subsuperfície (zona não saturada) depende das propriedades do material encontrado, seja um substrato geológico natural ou um aterro construído. A caracterização do meio pode determinar as rotas e o tempo de migração do produto (EPA, 2003). O Quadro 2 sumariza as propriedades do meio físico mais relevantes. A migração também depende de vários fatores que são funções das propriedades do fluido, fora do escopo deste trabalho.

Na área de estudo foram realizadas investigações diretas por meio de 18 sondagens a trado, até a profundidade de 4,00 m (a profundidade média da base de um tanque enterrado é entre 3,50 e 4,0 m), com coleta de amostras deformadas nos últimos 50 cm para análises físicas e químicas.

Como a região de Rio Claro conta com vários trabalhos de cunho geológico e geotécnico já publicados, foram utilizados dados existentes, tais como: índices físicos, capacidade de suporte, avaliação do grau de colapsividade, análise mineralógica, expansibilidade, compressibilidade e condutividade hidráulica.

Quadro 2 – Características das propriedades do meio físico que influenciam a migração de contaminante (hidrocarboneto).

Propriedade	Característica
<i>Porosidade</i>	Define a capacidade de armazenagem do meio (no caso hidrocarbonetos). Determina a quantidade de produto livre e residual, levando em conta a porosidade efetiva (EPA, 2003), além de estar relacionada com condutividade hidráulica do meio. Deve-se levar em conta as descontinuidades (porosidade secundária), pois servem de via preferencial ao transporte de poluentes (Leite e Zuquette, 1996), podendo ter influências regionais.
<i>Permeabilidade</i>	Controla as taxas de migração do fluxo de água subterrânea e a migração de hidrocarboneto (EPA, 2003) Quanto menor a condutividade hidráulica menor a velocidade de migração do contaminante.
<i>Anisotropia</i>	Anisotropia é a condição do meio na qual a medição de uma propriedade (ex.: condutividade hidráulica) depende da direção em que é feita a medição. A anisotropia pode fazer com que o fluxo de água subterrânea não seja na mesma direção do gradiente hidráulico (EPA, 2003).
<i>Heterogeneidade</i>	A heterogeneidade (diferenças de permeabilidade, causadas por exemplo, por fraturas, textura, composição, porosidade) do meio dá caminhos preferenciais para a migração do fluido (EPA, 2003).
<i>CTC</i>	Esse parâmetro constitui-se em fator bastante importante na retenção dos poluentes orgânicos e outros ions menos móveis, indicando a capacidade de retenção de poluentes pelo material inconsolidado. A CTC é a maior ou menor capacidade que a argila possui em trocar cations para neutralizar as cargas negativas (Leite e Zuquette, 1996).
<i>Profundidade e variação do N.A.</i>	É relacionada com a distância máxima que o contaminante irá percorrer até atingir a zona saturada. As flutuações do N.A., quando não consideradas podem diluir e transportar os compostos que se encontram na zona não saturada causando a contaminação das águas subterrâneas (Leite e Zuquette, 1996). Além de estar relacionada com a influência que pode exercer na instalação de um TAS e durante a sua vida útil (bombeamento constante da água na cava do tanque).
<i>Fluxo d'água subterrâneo</i>	O conhecimento deste parâmetro interfere diretamente na propagação do contaminante, indicando a direção e o sentido em que se deslocará a pluma de contaminante (Leite e Zuquette, 1996).
<i>Espessura de material inconsolidado</i>	A presença de uma camada de considerável espessura de material inconsolidado pode retardar em muito o tempo de chegada do poluente às águas subsuperficiais, desde que apresente CTC adequada e baixa condutividade hidráulica (Leite e Zuquette, 1996).

Para cada ponto de amostragem foram feitas as seguintes análises químicas: pH, EH (potencial redox), condutividade elétrica e CTC (capacidade de troca catiônica). Para as amostras das unidades II (diabásio) e IV (aluviões e solos hidromórficos) foram, também, determinados: teor de umidade, densidade dos sólidos do solo, limite de consistência e difração de raios-X, por não existirem dados anteriores na literatura.

Nas sondagens que atingiram o nível d'água subterrâneo (ST-11, ST-13, ST-14, ST-15 e ST-18) foram coletadas amostras para análises da água com a aferição do pH, EH, condutividade elétrica e teor de sulfeto e sulfato. As medidas de pH, EH e condutividade elétrica foram feitas "in situ". Estas análises foram utilizadas na determinação da agressividade dos solos da área de estudo.

Todas as análises objetivaram determinar a relação entre o tanque de armazenamento subterrâneo e o meio físico em que se encontra ou onde será instalado o posto, determinando o comportamento frente aos diferentes materiais, geometria e dinâmica das diferentes áreas.

Os dados obtidos através de informações e descrições de campo, ensaios de laboratório e de dados geotécnicos de literatura permitiram a caracterização geológica-geotécnica da área de estudo em quatro unidades de análise.

Para cada unidade foram observados comportamentos distintos quanto à implantação de tanques de armazenamento subterrâneo, indicando os principais problemas relacionados aos processos e propriedades do meio físico encontrados para cada unidade.

3 – CARACTERIZAÇÃO FÍSICA DA ÁREA

A área de estudo localiza-se, geologicamente, no setor paulista do flanco nordeste da bacia sedimentar do Paraná que é representada por rochas sedimentares e vulcânicas das eras Paleozóica (Grupo Itararé; formações Tatuí, Irati e Corumbataí), Mesozóica (formações Pirambóia, Botucatu e Serra Geral) e Cenozóica (Formação Rio Claro e depósitos recentes).

A maior parte do Município de Rio Claro está assentada sobre as formações Corumbataí e Rio Claro e, parcialmente, sobre rochas intrusivas básicas e depósitos recentes.

A **Formação Corumbataí** (Permiano) tem área de ocorrência bastante extensa no vale do rio Corumbataí. Bordeja quase todo o sítio urbano de Rio Claro, com predomínio nos setores norte e noroeste.

Constitui-se, em sua parte inferior, de argilitos, folhelhos e siltitos de cores cinza escuro e, na parte superior, de argilitos, folhelhos e siltitos arroxeados a avermelhados, com intercalações de arenitos finos, leitos carbonáticos e coquinas (Schneider *et al.*, 1974). Em seus espessos pacotes lamíticos ocorrem atividades de mineração, voltadas para o fornecimento de matéria prima para a fabricação de cerâmica vermelha.

Os solos dessa formação são caracterizados como podzólicos vermelho-amarelos, com textura média/argilosa e aparecem em baixos topográficos (Cottas, 1983). Também ocorrem solos litólicos. A principal característica do solo é a pequena espessura, em geral inferior a 30 cm (Prado *et al.*, 1981).

Diabásios, correlatos à Formação Serra Geral, foram descritos por Zaine (2000) como áreas com corpos de rochas básicas intrusivas (soleiras e diques), com um relevo residual, suportado por litologias mais resistentes à erosão, como, na área, o morro do horto Florestal Navarro de Andrade (Floresta Estadual).

Os diabásios ocorrem também em situações de meia encosta, fundos de vales e leitos de rios. Associados a essas soleiras e diques de diabásio ocorrem solos, designados terra roxa estruturada, além de solos litólicos.

A área urbana do Município de Rio Claro está assentada, predominantemente, sobre a **Formação Rio Claro** (Cenozóico). Capeia grandes interflúvios planos de 50 a 60 m acima do rio Corumbataí, entre as cotas de 580 a 670 m. A área de ocorrência desta formação, com direção NW-SE, tem 30 km de extensão por 10 km de largura (Zaine, 1994).

Na região da área de estudo, a Formação Rio Claro assenta-se sobre rochas mais antigas, que são na maior parte rochas da Formação Corumbataí, onde o contato é marcado por um nível conglomerático. Em alguns pontos, a Formação Rio Claro recobre corpos de diabásio penetrados na Formação Corumbataí. A influência destas rochas é observada no solo de alteração da Formação Rio Claro, apresentando coloração escura e pela presença de lateritas ferruginosas (Zaine, 1994).

Os sedimentos da Formação Rio Claro são predominantemente arenosos, esbranquiçados, amarelados e róseos, mal consolidados, com solo (latossolos areno argilosos) bastante desenvolvi-

do nos topos de interflúvios, sendo comuns lentes argilosas e níveis conglomeráticos (Zaine, 1994). Na porção basal desta unidade ocorrem níveis conglomeráticos e arenitos argilosos. Os níveis conglomeráticos são compostos de seixos de quartzo, clastos de lamitos e crosta ferruginosas associadas.

Zaine (1994) atribui o desenvolvimento de solos profundos pelo fato de os depósitos de Formação Rio Claro serem arenosos e de fraca litificação, contribuindo para os processos pedogenéticos e com grande influência climática. São latossolos vermelho-amarelos apresentam textura média, com profundidades entre 10 e 12m, ocorrendo em interflúvios tabuliformes (Prado *et al.*, 1981).

Associadas a Formação Rio Claro estão algumas lagoas e lagoas secas, características de relevo de colina ampla e tabuliforme.

Zaine (2000) define duas unidades geológico-geotécnicas para a área de ocorrência da Formação Rio Claro com base no relevo e contexto geomorfológico, assim tem-se a Formação Rio Claro na meia encosta e Formação Rio Claro com relevo de colinas tabuliformes.

Os **depósitos aluvionares quaternários e solos hidromórficos** têm grande expressão nos vales dos Rios Corumbataí e Ribeirão Claro, correspondendo a extensas áreas planas, com nível d'água subterrâneo raso. As aluviões são compostas por sedimentos arenosos e argilosos, com espessura inferior a 5 m, geralmente hidromórficos e orgânicos associados (turfa), formando planícies de inundação (Zaine, 2000).

4 – RESULTADOS

A partir do estudo foram estabelecidas quatro unidades de análise que correspondem às unidades geológicas presentes na área urbana de Rio Claro, sendo elas: Unidade de análise I - Formação Corumbataí, Unidade de análise II - Diabásio, Unidade de análise III - Formação Rio Claro e Unidade de análise IV – Aluviões e Solos hidromórficos (Figura 1).

Os perfis característicos de cada uma das unidades de análise foram investigados detalhadamente através de 18 sondagens a trado, localizadas no mapa da Figura 1, com sua descrição apresentada no Quadro 3.

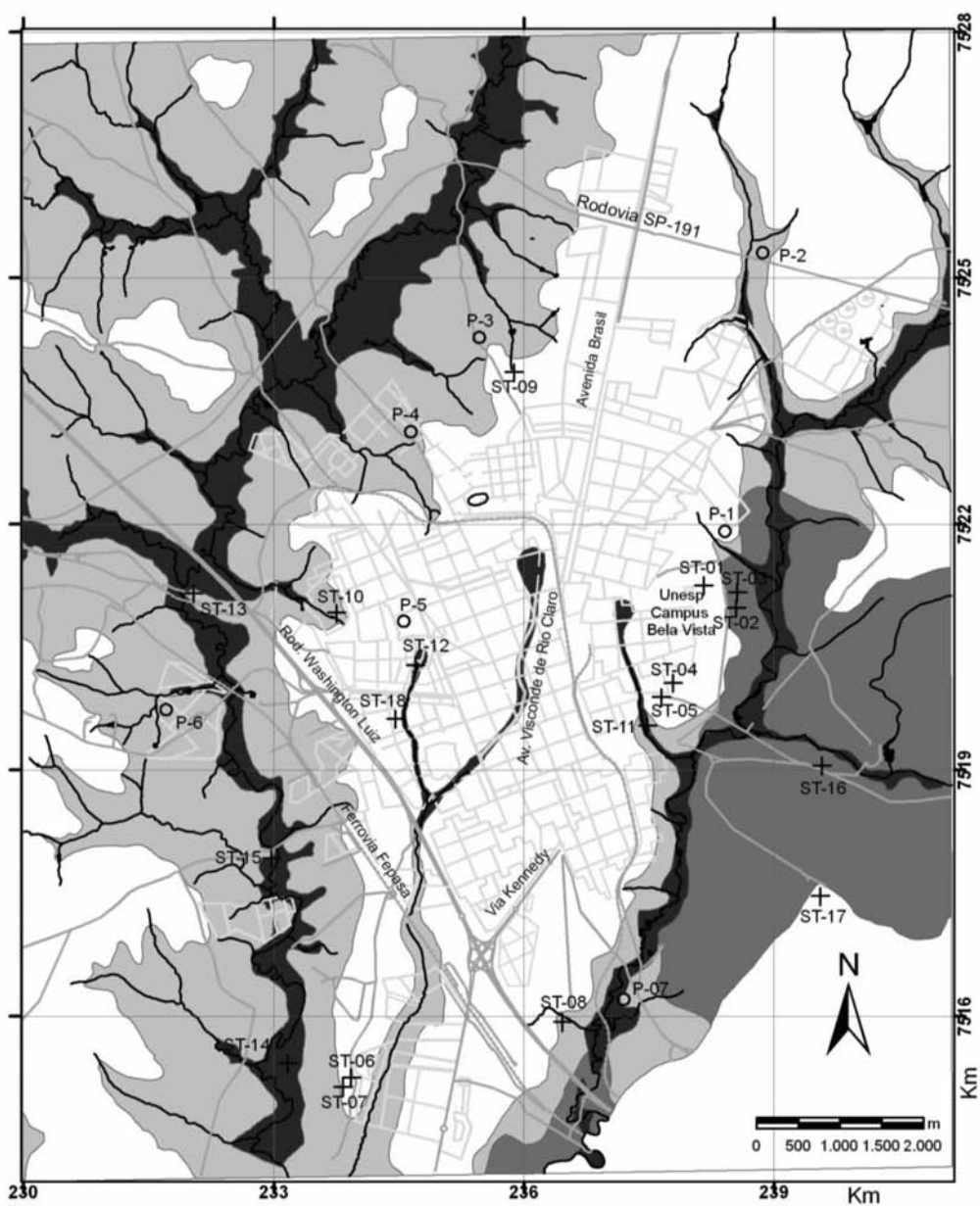
4.1 – Avaliação da Unidade de Análise I - Formação Corumbataí

Nesse contexto geológico-geotécnico composto por rochas silto-argilosas alteradas e um perfil de solo argiloso pouco espesso, a caracterização da unidade I demonstra que podem ocorrer algumas dificuldades, tanto no momento da instalação de tanques de armazenamento subterrâneo (TAS) quanto no decorrer de sua vida útil.

A dificuldade de escavação está relacionada com a escavabilidade do material, que pode apresentar intercalações de camadas mais resistentes (arenitos, siltitos carbonáticos), além do nível d'água subterrâneo (N.A.) ocorrer na profundidade da cava de instalação do tanque dificultando os trabalhos (Quadro 4). A variação do N.A. é um fator que pode causar a expansão do material, ocasionando danos nas instalações de tubulações e conexões do sistema de abastecimento de combustíveis.

Quanto a possíveis vazamentos de hidrocarbonetos, esta unidade apresenta algumas características favoráveis à contenção do contaminante (Quadro 4), ou seja, baixa condutividade hidráulica e presença de argilo-minerais como illita e montmorilonita. Apesar de apresentar um intenso fraturamento, a maioria das discontinuidades está preenchida.

Devido à baixa permeabilidade dos materiais da Unidade I (Quadro 4) as condições para a propagação dos hidrocarbonetos são quase nulas, permanecendo concentrados próximo à fonte de vazamento. Caso a contaminação atinja zonas aquíferas, a recuperação do sítio contaminado será dificultada pela baixa permeabilidade.



Legenda

Unidades de Análise

- Unidade de Análise 04 - Aluvião e Solos Hidromórficos
- Unidade de Análise 03 - Formação Rio Claro
- Unidade de Análise 02 - Diabásio
- Unidade de Análise 01 - Formação Corumbataí

- Estradas e Ferrovias
- Drenagens
- Cidade
- ST-0n - Sondagens a trado
- P-n - Pontos de Investigação

Fig. 1 – Mapa das Unidades de Análise (formações geológicas) com a localização dos pontos de investigações realizadas na área urbana do município de Rio Claro (modificado de Zaine, 2000).

Quadro 3 – Síntese da descrição das Sondagens a trado.

Sondagem/ Profund. em metros	Unidades de Análise	Descrição tátil-visual
ST-1 4,5 m	III	Areia argilosa marrom avermelhada, mais escura até 0,60 m, granulação fina a média, bem selecionada, com poucos grãos grossos esparsos, sub arredondados, com película de óxido de Fe, e matriz argilosa. Perfil de solo homogêneo, sem nenhuma variação.
ST-2 4,0 m	III	Areia argilosa (quantidade mais significativa de argila), marrom avermelhada, granulação fina, bem selecionada, grãos sub arredondados a arredondados, com película de óxido de ferro. Perfil de solo homogêneo, sem nenhuma variação.
ST-3 3,9 m	II	Solo argiloso vermelho escuro. Perfil de solo homogêneo, sem nenhuma variação.
ST-4 4,0 m	III	Areia argilosa avermelhada mais escura nos primeiros 0,70 m, granulação fina média, bem selecionada, com poucos grãos grossos esparsos, sub arredondados, com película de óxido de Fe, e matriz argilosa. Perfil de solo homogêneo, sem nenhuma variação.
ST-5 4,0 m	III	Areia argilosa avermelhada granulação fina, bem selecionado, com poucos grãos maiores esparsos, sub arredondados a arredondados, com película de óxido de Fe, matriz argilosa. Ao longo do perfil, ocorrem manchas acinzentadas.
ST-6 4,0 m	III	Areia argilosa marrom avermelhada, mais escura nos primeiros 0,3 m, granulação fina média, bem selecionada, com poucos grãos grossos esparsos, sub arredondados, com película de óxido de Fe, e matriz argilosa. Perfil de solo homogêneo, sem nenhuma variação.
ST-7 3,9 m	III	Areia argilosa avermelhada, com tonalidades acinzentadas nos primeiros 0,3 m, granulação fina média, bem selecionada, com grãos grossos esparsos, sub arredondados a arredondados, com película de óxido de Fe, e matriz argilosa. A 3,7 m presença de nível conglomerático de aproximadamente 30 cm (contato com a Fm Corumbataí)
ST-8 4,1 m	III	Areia argilosa marrom amarelada, mais cinza próximo à superfície, granulação fina, bem selecionado, com poucos grãos maiores esparsos, arredondados com matriz argilosa. A partir de 1,80 m areia argilosa avermelhada e amarelada mosqueada. N.A. a 2,80m.
ST-9 4,0 m	III	Areia argilosa marrom avermelhada, mais escuras próximo à superfície, granulação fina a média, bem selecionada, poucos grãos grossos esparsos, sub arredondados, com película de óxido de Fe, e matriz argilosa. Presença de carvão. Perfil de solo homogêneo, sem variação.
ST-10 4,0 m	III	Areia argilosa marrom avermelhada, granulação fina, bem selecionada, com poucos grãos grossos esparsos, sub arredondados, com película de óxido de Fe, e matriz argilosa. Perfil de solo homogêneo, sem nenhuma variação.
ST-11 4,1 m	IV	Areia fina média avermelhada com manchas cinzas, sem matriz, mal selecionada, com grânulos de quartzo subarredondado, a 2,40m ocorre manchas ocre. A 2,70m camada silto-argilosa amarela com pequenas manchas cinzas e vermelha. N.A. a 3,90m.
ST-12 3,3 m	IV	Material arenoso quartzoso, com película de óxido de Fe, grãos subarredondados, bem selecionados, apresenta clastos de laterita. Até 1,50m solo com coloração marrom clara, a 1,80m passa para tonalidades mais ocre com manchas vermelhas (até final do furo).
ST-13 2,4 m	IV	Areia fina a muito fina quartzosa, grãos arredondados a subarredondados, bem selecionado, limpos. Apresenta coloração marrom a amarelo pálido. A 0,8 m passa a ocorrer pontos oxidados vermelhos, acompanhado do aumento da umidade. N.A. a 1,90m com solo cinza claro. Contato com Fm Corumbataí a 2,40m.

Quadro 3 (Continuação) – Síntese da descrição das Sondagens a trado.

Sondagem/ Profund. em metros	Unidades de Análise	Descrição tátil-visual
ST-14 3,9 m	IV	Areia quartzosa fina a média, amarelada, grãos subarredondados, selecionados. A 1,80m manchas vermelhas, a 2,10m as manchas cinzas (maior umidade). A 2,50m camada de 0,3 m com muita matéria orgânica (turfa). N.A. a 3,20m. Abaixo do N.A. aparecem tonalidades ocre.
ST-15 3,5 m	IV	Areia fina, de coloração amarelo claro, com grãos arredondados e bem selecionados. A 0,9m aparecem bandas marrom escuro e avermelhadas (mais úmido). Solo mais úmido a 1,70m, com tonalidades mais claras. N.A. a 2,40m. De 3,00 m a 3,50 m sedimento cinza com manchas ocre alaranjadas.
ST-16 3,2 m	II	Solo argiloso, vermelho arroxeado, com manchas amarelo ocre. Sem variação no perfil de solo.
ST-17 3,4 m	II	Solo marrom escuro com fragmentos de rocha (diabásio) alterada ocre. Solo litólico. Término do furo a 3,40m devido a presença de rocha (diabásio).
ST-18 2,7 m	IV	Solo argiloso cinza escuro até 0,50 m, passando para uma argila. N.A. a 1,50m. A partir daí ocorre na argila lentes de material arenoso branco. Término do furo a 2,70 (dificuldade de penetrar o trado).

4.2 – Avaliação da Unidade de Análise II – Diabásio

Na instalação do TAS, essa unidade pode apresentar dificuldade de escavação (Quadro 3), uma vez que, geralmente, são encontrados blocos e lajes de diabásio. A indicação precisa dessas características aponta para a necessidade de investigações complementares. A unidade é classificada como favorável ao desenvolvimento de processos corrosivos, indicando serem necessários cuidados adicionais na execução da obra e na escolha de equipamentos.

O tipo de material argiloso com condutividade baixa e CTC mais elevada torna essa unidade favorável a retenção de contaminantes (Quadro 4).

O topo da rocha sã fraturada próximo à superfície ou a poucos metros da base do tanque de armazenamento subterrâneo representa um fator agravante, pois no caso de vazamentos de hidrocarbonetos, as fraturas servem como caminho mais rápido para o transporte do contaminante.

Se o nível d'água subterrâneo estiver próximo à superfície, também se torna um fator agravante, pois, além de dificultar a obra de instalação do TAS, em caso de vazamento será imediatamente contaminado. Segundo Duarte (1980), a espessura do solo e o nível freático profundo podem, em certos casos, diminuir o perigo da poluição ou mesmo retardá-la, já que o solo apresenta uma permeabilidade homogênea, menor que a das zonas fraturadas ou fissuradas, dificultando a chegada dos poluentes ao aquífero.

4.3 – Avaliação da Unidade de Análise III - Formação Rio Claro

Essa unidade não apresenta dificuldades na instalação do tanque de armazenamento subterrâneo. Entretanto, o potencial de colapso do solo e a agressividade (Quadro 4) indicam a necessidade da escolha de medidas de segurança e obras de engenharia adequadas, compatíveis com a situação local, evitando vazamentos de tubulações de água e esgoto e optando por tanques de armazenamento subterrâneo com proteção contra corrosão.

Quadro 4 – Classificação dos principais atributos necessários para orientar a instalação de tanque de armazenamento subterrâneo em postos de combustíveis, distribuídos por unidade de análise em Rio Claro (Modificada de Yamada, 2004).

Unidade de Análise Atributos Analisados	UNIDADE I Formação Corumbataí	UNIDADE II Diabásio	UNIDADE III Formação Rio Claro	UNIDADE IV Aluvião e Solos Hidromórficos
Tipo de material	Siltitos e argilitos, solo residual argiloso	Argiloso, latossolo e solo litólico	Solo Arenoso-argiloso	Solo Arenoso e argiloso
Espessura material inconsolidado	< 2 m	0 a 13 m	10 a 30m	< 5 m
Declividade	<5% e entre 5 – 15%	5 – 10% e 10 – 20%	<2%, topo de colina; 5 – 15% e >15% em média encosta	Área de inundação: influência dos processos fluviais
Profundidade do nível d'água	Raso, < 2m em épocas de chuva, variando na estiagem	Variável, entre 3 a 13m	10 a 20m e 5m próximo ao limite com a Unidade IV (fundos de vales)	Inferior a 3 m
Fraturamento estrutural	Muito fraturado, juntas preenchidas. Não favorece a percolação do contaminante.	Propicia a percolação de contaminantes.	Não verificado	Não verificado
CTC	Minerais como illita e montmorilonita leva a estimar valores de CTC favoráveis a retenção de contaminantes	3,65 a 7,37 meq/100g, não favorável à retenção de contaminantes (Leite e Zuquette, 1996)	1,04 a 1,76 meq/100g, não favorável à retenção de contaminantes (Leite e Zuquette, 1996)	1,58 a 5,35 meq/100g, não favorável à retenção de contaminantes (Leite e Zuquette, 1996)
Condutividade hidráulica	$6,5 \times 10^{-7}$ cm/s (solo residual) e da ordem de 10^{-8} cm/s (rochas), classificados como “baixa” permeabilidade (Zuquette, 1987)	$5,1 \times 10^{-5}$ cm/s (solo), classificado como “razoável” permeabilidade (Zuquette, 1987)	Valores entre 10^{-3} e 10^{-2} cm/s, “alta” permeabilidade (Zuquette, 1987)	Arenoso $4,2 \times 10^{-4}$ cm/s, argiloso $9,0 \times 10^{-6}$ cm/s, classificados como razoável e baixa permeabilidade (Zuquette, 1987)
Compressibilidade	Média compressibilidade ($C_c=0,26$) (Cottas, 1983), com resistência a compressão baixa a extremamente alta para rochas sedimentares - entre 9,6 MPa a 147,2 Mpa (Campos e Vicelli Neto, 1987)	Média compressibilidade ($C_c=0,28$) (Cottas, 1983)	Baixa a média compressibilidade (C_c entre 0,15 a 0,45) (Cottas, 1983), assemelha-se a material incompressivo a teor de umidade natural (Gibotti, 1999)	Baixo índice de compressão ($C_c = 0,08$ e 0,12) (Cottas, 1983) para aluviões arenosos e argilosos, níveis de turfa com alta compressibilidade

Quadro 4 (Continuação) – Classificação dos principais atributos necessários para orientar a instalação de tanque de armazenamento subterrâneo em postos de combustíveis, distribuídos por unidade de análise em Rio Claro (Modificada de Yamada, 2004).

Unidade de Análise Atributos Analisados	UNIDADE I Formação Corumbataí	UNIDADE II Diabásio	UNIDADE III Formação Rio Claro	UNIDADE IV Aluvião e Solos Hidromórficos
Capacidade de carga	Suporta as solicitações impostas pelo tanque 3,5 a 4,8 kg/cm ² , classificação de Chiossi (1975) e Lima (1979)	Suporta as solicitações impostas pelo tanque 1,20 a 3,5 kg/cm ² , classificação de Chiossi (1975) e Lima (1979)	Suporta as solicitações impostas pelo tanque de <1,0 - 1,5 kg/cm ² , classificação de Chiossi (1975) e Lima (1979)	Suporta as solicitações impostas pelo tanque 1,0 e 3,0 kg/cm ² , Chiossi (1975) e Lima (1979)
Colapsividade do solo	Não colapsível	Não colapsível	Colapsível	Não colapsível
Expansibilidade	Baixa expansibilidade (rocha), potencialmente expansivo (níveis aflorantes)	Baixo a médio potencial de expansão (para IP=15, classificação de Chen (1975))	Não verificado	Baixo potencial de expansão (tanto para material arenoso quanto argiloso) para IP= 6 e 7 (Chen,1975)
Dificuldade de escavação	Pode-se encontrar alguma dificuldade na escavação, quando encontra-se a rocha subjacente, classificada como “branda” a “dura” (Redaelli e Cerello, 1998).	Dificuldade de escavação devido à presença de blocos e lajes de diabásio, classificadas como “muito duras” (Redaelli e Cerello, 1998)	Não verificado	Instabilidade do material ocasionando a desestabilização das paredes da cava de instalação do tanque
Corrosão	Não foi avaliada	Favorável ao desenvolvimento de processos corrosivos	Não corrosiva a umidade natural; corrosiva quando saturada	Favoráveis ao desenvolvimento de processos corrosivos

Por ser um material areno-argiloso com condutividade hidráulica classificada como de “alta” permeabilidade e CTC fora dos padrões estabelecidos por classificações (Quadro 4), a unidade é não favorável à retenção de contaminantes, caso haja vazamentos. Mas, deve-se ressaltar que a grande espessura de material inconsolidado (Figura 2) e o nível d’água profundo são características da unidade que retardam a contaminação das águas subterrâneas.

Dentro desta unidade, as áreas em situação de baixa encosta, junto ao limite com a Unidade de Análise IV e próximas às lagoas e cabeceiras de drenagem onde o N.A. está mais raso ou mais próximo a base do TAS, são mais susceptíveis à contaminação em relação àquelas com N.A. mais profundo. Cabe ressaltar que a flutuação do nível freático deve ser considerada, pois pode diluir e transportar possíveis compostos que se encontram na zona não saturada causando a contaminação da água de subsuperfície.

4.4 – Avaliação da Unidade de Análise IV – Aluvião e Solos hidromórficos

Por apresentar elementos favoráveis ao desenvolvimento de processos corrosivos, como presença de lentes de turfa compressíveis e, principalmente, nível d’água subterrâneo próximo à



Fig. 2 – Perfil de solo característico da Formação Rio Claro , Unidade III.

superfície (dificuldade de escavação e facilidade de contaminação das água), essa unidade apresenta algumas restrições para a instalação de postos de serviço (Quadro 4). Assim, existe a necessidade de medidas preventivas, estudos complementares e obras de engenharia corretivas que adequem o projeto de instalação do TAS às características do terreno.

Deve-se ressaltar que a turfa serve como uma camada protetora contra possíveis vazamentos, já que a matéria orgânica tem a capacidade de adsorver ions de hidrocarbonetos. Portanto, são necessárias obras de engenharia que mantenham a camada de turfa e, ao mesmo tempo, a estabilidade da obra.

A unidade IV pode ser avaliada como restritiva à instalação de postos de combustíveis, por apresentar N.A. raso (< 3 m) e estar em áreas sujeitas a inundações (Quadro 4), além da proximidade com os cursos d'água superficiais, principais condutores e receptores de poluentes. Complementarmente, quando essencialmente arenosa, a unidade apresenta baixa capacidade de retenção de contaminantes e condutividade hidráulica elevada. Na ocorrência de um vazamento de combustível de um TAS, as águas subterrâneas e superficiais seriam imediatamente contaminadas.

Assim, tal situação impõe a necessidade de dispositivos de monitoramento e controle mais rígido e freqüente nos postos de combustíveis.

5 – CONCLUSÕES

A partir do que foi apresentado para as unidades de análise definidas, isto é, suas características e propriedades, foi possível estabelecer um quadro síntese conclusivo (Quadro 5), indicando as restrições e potencialidades para a instalação de postos de combustíveis na área urbana de Rio Claro. Esta avaliação geológico-geotécnica fornece orientações que ajudam na elaboração de projetos de postos de combustíveis, auxiliando nas fases de planejamento da obra e de sua implantação.

Quadro 5 – Síntese das Unidades de análise com indicação das principais restrições e potencialidades para a implantação de postos de combustíveis em Rio Claro (SP).

Unidades de Análise	Restrições	Potencialidades
<i>Unidade I Formação Corumbataí</i>	– Apresenta potencial para desenvolvimento de processo expansivo. – N.A. pouco profundo (<2m) – Dificuldade de escavação (solo pouco espesso, rochas brando a duro)	– Unidade que suporta as solicitações impostas pelo tanque – Favorável a retenção de contaminantes (condutividade hidráulica e CTC)
<i>Unidade II Diabásio</i>	– Dificuldade de escavação (blocos e lajes de diabásio) – Solo com potencial para o desenvolvimento de corrosão – Fraturamento estrutural (topo rochoso próximo a base do TAS)	– Média compressibilidade do solo – Baixo a médio potencial de expansão do solo – Suporta as solicitações impostas pelo tanque – Favorável a retenção de contaminantes (condutividade hidráulica e CTC)
<i>Unidade III Formação Rio Claro</i>	– Solo colapsível – Solo favorável ao desenvolvimento de processo corrosivo – Não favorável a retenção de contaminantes (condutividade hidráulica e CTC) – Pouca profundidade do N.A. em áreas de baixa encosta	– Baixa a média compressibilidade do solo (incompressivo a teor de umidade natural) – Suporta solicitações impostas pelo tanque
<i>Unidade IV Aluvião e solos hidromórficos</i>	– Presença de camadas de turfa compressíveis – Solo favorável ao desenvolvimento de processo corrosivo – N.A. pouco profundo (<3m) – Dificuldade de escavação (material instável) – Não favorável a retenção de contaminantes (condutividade hidráulica e CTC) – Necessidade de rebaixamento do N.A. e ancoragem do TAS (flutuação) – No caso de vazamentos, rápida contaminação das águas (subterrânea e de superfície)	– Baixo potencial de expansão – material arenoso; pode apresentar expansão para material argiloso – Baixa compressibilidade do solo – Suporta solicitações impostas pelo tanque

6 – AGRADECIMENTOS

Os autores expressam seus agradecimentos à ANP – Agência Nacional de Petróleo e FINEP, através do Programa de Recursos Humanos ANP para o Setor de Petróleo e Gás - PRH-05, pela bolsa de estudo da Geóloga Débora Yamada e da Engenheira Ambiental Suseli de Marchi Santos, cujo apoio foi fundamental para o desenvolvimento da pesquisa.

7 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Almeida, F.F.M. (1994). *Fundamentos geológicos do relevo paulista*. Boletim Instituto Geográfico e Geológico, São Paulo, n.41, pp. 169-263.
- Campos, J.O.; Vicelli Neto, P. (1987). *Ponderações sobre o comportamento geotécnico da Formação Rio Claro*. In: Congresso Brasileiro de Geologia de Engenharia, 5, 1987. São Paulo. Anais. São Paulo: ABGE. v.2, pp. 323-335.

- Chen, F.H. (1975). *Foundations on expansive soils*. Amsterdão: Elsevier Scientific Publishing Company. 280 p. (Developments in Geotechnical Engineering, 12).
- Chiossi, N.J. (1975). *Geologia Aplicada à Engenharia*. São Paulo: Grêmio Politécnico. 427 p.
- COMPANHIA DE TECNOLOGIA DE SANEAMENTO AMBIENTAL – CETESB. Postos de combustíveis. 2003. Disponível em:
<http://www.cetesb.sp.gov.br/Servicos/licenciamento/postos_combustiveis.asp> Acesso em: 5.mai.2003.
- CONSELHO NACIONAL DO MEIO AMBIENTE – CONAMA (2000). Dispõe sobre a prevenção e controle de poluição em postos de combustíveis e serviços. Resolução n. 273, de 29 de novembro de 2000. Diário Oficial da União. República Federativa do Brasil: Poder Legislativo, DF, 08 jan. 2001. Disponível em:
<http://www.mma.gov.br/port/conama>. Acesso em: 14 abr. 2004.
- Cottas, L.R. (1983). *Estudos geológico-geotécnicos aplicados ao planejamento urbano de Rio Claro – SP*. Tese de Doutorado, Instituto de Geociências, Universidade de São Paulo, São Paulo. 171 p., 2v.
- Duarte, U. (1980). *Geologia ambiental das áreas de São Pedro (SP) – vetor águas subterrâneas*. Tese de Doutorado, Instituto de Geociências, Universidade de São Paulo, São Paulo. 73 p.
- ENVIRONMENTAL PROTECTING AGENCY - EPA. Behavior of hydrocarbons in the subsurface. Cap. III. 2003b Disponível em:
<http://www.epa.gov/oust/pubs/fpr_c3.pdf>. Acesso em: 21mai.2003.
- Gibotti Júnior, M. (1999). *Subsídios geológico-geotécnicos para a implantação de tanques de armazenagem subterrânea de combustíveis: estudo de caso em um solo da Formação Rio Claro*. Rio Claro, SP. Dissertação de Mestrado, Instituto de Geociências e Ciências Exatas, Universidade Estadual Paulista, Rio Claro. 94 p.
- Leite, J.C.; Zuquette, L.V. (1996). *Atributos fundamentais à elaboração da carta de susceptibilidade à contaminação e poluição das águas subsuperficiais*. In: Congresso Brasileiro de Geologia de Engenharia, 8, 1996, Rio de Janeiro. Anais. Rio de Janeiro: ABGE, v.2, pp. 647-657.
- Lima, M.J.C.P.A. (1979). *Prospecção geotécnica do subsolo*. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos. 104 p.
- Prado, H.; Oliveira, J.B.; Almeida, C.L.F. (1981). *Levantamento pedológico semidetalhado do Estado de São Paulo*. Quadricula de São Carlos, Escala 1:100.000. Campinas: Instituto Agrônomo de Campinas.
- Redaelli, L.L.; Cerello, L. (1998). *Escavações*. In: Oliveira, A.M.S.; Brito, S.N.A. (Ed.). *Geologia de Engenharia*. São Paulo: ABGE. pp. 311-330.
- Schneider R.L.; Muhmann, H.; Tommasi, E.; Medeiros, E.A.; Daemon, R.F.; Nogueira, A.A. (1974). *Revisão estratigráfica da Bacia do Paraná*. In: Congresso Brasileiro de Geologia, 28, 1974, Porto Alegre. Anais. Porto Alegre: SBG, v. 1, pp. 41-65.
- Yamada, D.T. (2004). *Caracterização geológico-geotécnica aplicada à instalação de postos de combustíveis em Rio Claro (SP)*. Dissertação de Mestrado, Instituto de Geociências e Ciências Exatas, Universidade Estadual Paulista, Rio Claro. 122 p.

- Zaine, J.E. (1994). *Geologia da Formação Rio Claro na folha Rio Claro (SP)*. Dissertação de Mestrado, Instituto de Geociências e Ciências Exatas, Universidade Estadual Paulista, Rio Claro. 90 p.
- Zaine, J.E. (2000). *Mapeamento Geológico-Geotécnico por meio do detalhamento progressivo: ensaio de aplicação na área urbana do Município de Rio Claro (SP)*. Tese de Doutorado, Instituto de Geociências e Ciências Exatas, Universidade Estadual Paulista, Rio Claro. 149 p.
- Zuquette, L.V. (1987). *Análise crítica da cartografia geotécnica e proposta metodológica para as condições brasileiras*. Tese de Doutorado, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos.

4º Seminário Português sobre Geossintéticos



Local e datas

Universidade de Aveiro
22 e 23 de Novembro de 2011

Programa

Curso:

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

Palestras temáticas:

Haverá quatro palestras sobre os temas principais do seminário.

Engenharia ambiental - Madalena Barroso (LNEC, Portugal)

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

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

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

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

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

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

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

Sessões de apresentação oral de trabalhos a submeter

Exposição técnica

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

Inscrições / Apoios

Inscrições a preço reduzido: até 30 Setembro 2011

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

Contactos

Página Web: <http://4spgeo.web.ua.pt>

E-mail: 4spgeo@ua.pt

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

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



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

OBJECTIVOS E ORGANIZAÇÃO

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

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

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

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

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

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

TEMAS

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

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

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

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

OBJECTIVOS E ORGANIZAÇÃO

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

O tema do Congresso será «Risco e Segurança.»

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

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

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

TEMAS

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

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

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

DATAS IMPORTANTES

2011/08/30 – Aceitação dos resumos e envio das instruções para apresentação das comunicações.

2011/10/15 – Emissão do Segundo Boletim.

2011/12/15 – Envio das comunicações.

2012/02/15 – Aceitação das comunicações e informação sobre eventuais alterações.

2012/03/15 – Envio da versão definitiva das comunicações.

2012/04/01 – Emissão do Terceiro Boletim e programa definitivo.

2012/04/16 – VI Congresso Luso-Brasileiro de Geotecnia.

2012/04/17 a 2012/04/20 – XIII Congresso Nacional de Geotecnia.

INSCRIÇÕES

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

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

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

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

CONTACTOS

A correspondência deve ser dirigida para:

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

Os contactos para obtenção de informação são os seguintes:

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



In Situ
GEOTECNIA

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

INVESTIGAÇÕES GEOTÉCNICAS:

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



CONTROLE TECNOLÓGICO DE FUNDAÇÕES:

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



INSTRUMENTAÇÃO DE OBRAS:

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



LABORATÓRIOS DE SOLOS E PAVIMENTO:

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



tgeotecnia

na génese da
construção

dstgroup



Onde a engenharia começa.

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

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

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

tgeotecnia.

Na génese da construção.

a dst group company

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

A Geogrelha certa para cada aplicação



Fortrac®

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

HaTelit®

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



Fornit®

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

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

Acerte na escolha!



HUESKER

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

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



COBA

GEOLOGIA E GEOTECNIA

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



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



PORTUGAL REGIÃO CENTRO E SUL

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

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

REGIÃO NORTE

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

ANGOLA

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

MOÇAMBIQUE

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

ARGÉLIA

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

BRASIL

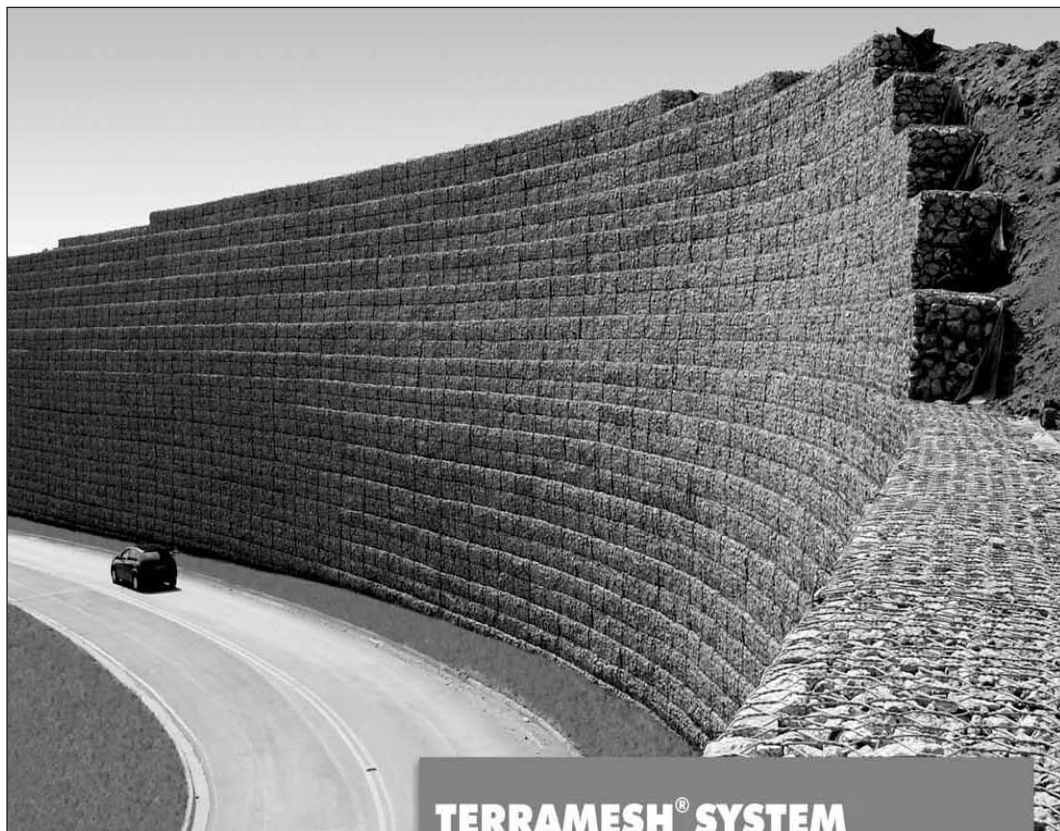
Rio de Janeiro
COBA Ltd. - Rua Bela 1128
São Cristóvão
20930-380 Rio de Janeiro RJ
Tel.: (55 21) 351 50 101
Fax: (55 21) 258 01 026

Fortaleza

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

EMIRATOS ÁRABES UNIDOS

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



TERRAMESH® SYSTEM **estruturas em solo reforçado**

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

MACCAFERRI

BRASIL

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

PORTUGAL

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



GEOLOGIA - GEOTECNIA - FISCALIZAÇÃO DE OBRAS GEOTÉCNICAS



BARRAGENS DE ATERRO - OBRAS SUBTERRÂNEAS - ESTRUTURAS DE SUPORTE



FUNDAÇÕES ESPECIAIS - TRATAMENTO DE TERRENOS - GEOMATERIAIS

GRUPO CENOR

PORTUGAL, ANGOLA, ARGÉLIA, MARROCOS, ROMÉLIA, TIMOR

CENORGEO - Engenharia Geotécnica, Lda.

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

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

ISO 9001

BUREAU VERITAS
Certification





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

Certificada ISO 9001 por



Geocontrolo



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


Geocontrolo
Geotecnia e Estruturas de Fundação SA

GEOMEC

*Ensaio Dinâmicos em
Fundações Profundas*

*Consultoria em Engenharia
Geotécnica e de Fundações*

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





Engenharia Geotécnica



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

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

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

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

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

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

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

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

ENSAIOS IN-SITU *IN-SITU TESTS*

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



INSTRUMENTAÇÃO GEOTÉCNICA *GEOTECHNICAL INSTRUMENTATION*

Estudo

Projeto

Instalação de Instrumentação de auscultação
(importação direta)

0800 979 3436

www.deltageo.com.br

deltageo@deltageo.com.br

Phone: +55 11 8133 6030

Skype: lcgarab

Radio: 55*7*58920 Nextel

MSN: lcgarab@hotmail.com

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



DeltaGeo Multipurpose Site Investigation Rig 20M



TEIXEIRA DUARTE ENGENHARIA E CONSTRUÇÕES, S.A.

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

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

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

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

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

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

www.teixeiraduarte.pt

INSTRUÇÕES PARA APRESENTAÇÃO DE ORIGINAIS

Os trabalhos a publicar na revista são classificados como “Artigos”, “Notas Técnicas” e “Discussões” de artigos anteriormente publicados na revista Geotecnia. Artigos que descrevam o estudo de casos de obra envolvendo trabalho original relevante na prática da engenharia civil são particularmente encorajados.

Entende-se por “Nota Técnica” a descrição de trabalho técnico-científico cujo grau de elaboração não está suficientemente avançado para dar lugar a um artigo, não devendo ter mais do que 10 páginas.

A decisão de publicar um trabalho na revista compete à Comissão Editorial, competindo-lhe também a respectiva classificação. Cada trabalho será analisado por pelo menos três revisores.

A submissão dos trabalhos à revista Geotecnia deverá ser efectuada através da página electrónica com o endereço <http://www.revistageotecnia.com>. Através dessa plataforma, far-se-á a comunicação entre a direcção da revista, o corpo editorial e os autores para a revisão dos trabalhos.

A redacção dos trabalhos deverá respeitar os seguintes pontos:

1. Os trabalhos devem, como regra, ser apresentados em português e redigidos na terceira pessoa.
2. O trabalho deve ser enviado em suporte informático. Está disponível na página electrónica anteriormente referida um “*template*” para Microsoft Word que o autor poderá utilizar. O título, o(s) nome(s) do(s) autor(es) e o texto do artigo (incluindo figuras, tabelas e/ou quadros) devem ser guardados no suporte informático em ficheiro único e devidamente identificado.
3. O Título do trabalho não deve exceder 75 caracteres incluindo espaços, devendo ser apresentado em português e inglês.
4. A seguir ao título deve(m) ser indicado(s) o(s) nome(s) do(s) autor(es) e em rodapé um máximo de três referências aos seus graus académicos ou cargos profissionais.
5. Cada artigo deve iniciar-se por um resumo informativo que não deve exceder as 150 palavras, e que será seguido de tradução livre em inglês (abstract). Logo a seguir ao resumo/abstract devem ser indicadas três palavras-chave que indiquem o conteúdo do artigo.
6. Em princípio os artigos não devem exceder as 30 páginas.
7. As figuras devem ser fornecidas incluídas no ficheiro do artigo e na sequência adequada. As figuras devem ser a preto e branco. Os autores deverão garantir, na sua preparação, que linhas e símbolos são legíveis no formato de impressão.
8. As equações devem ser numeradas junto ao limite direito da folha.
9. Todos os símbolos devem estar, dum modo geral, em conformidade com a lista publicada no volume dos “Proceedings of the Ninth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering” (Tóquio 1977) e com a lista de símbolos organizada em Março de 1970 pela “Commission on Terminology, Symbols and Graphics Representation” da Sociedade Internacional de Mecânica das Rochas.
10. As referências bibliográficas no meio do texto devem ser feitas de acordo com a Norma Portuguesa NP-405 de 1996, indicando o nome do autor (sem iniciais) seguido do ano de publicação entre parêntesis [por exemplo: Skempton e Henkel (1975) ou Lupini *et al.* (1981)]. No caso de mais de uma referência relativa ao mesmo autor e ao mesmo ano, devem ser usados sufixos a), b), etc.
11. O artigo deve terminar com uma lista de referências bibliográficas organizada por ordem alfabética do nome (apelido) do primeiro autor, seguido do(s) nome(s) do(s) outro(s) autor(es), e caso o(s) haja, do ano de publicação, do título da obra, editor e local (ou referência completa da revista em que foi publicado).
12. Só serão aceites discussões de artigos publicados até seis meses após a publicação do número da revista onde este se insere. As discussões serão enviadas ao autor, o qual poderá responder. “Discussões” e “Respostas” serão, tanto quanto possível, publicadas conjuntamente.
13. O título das discussões e da resposta é o mesmo do artigo original, acrescido da indicação “Discussão” ou “Resposta”. Seguidamente, deve constar o nome do autor da discussão ou da resposta, de acordo com o estabelecido no ponto 4.
14. As instruções para publicação de discussões e respostas são idênticas às normas para publicação de artigos.

Outras informações e esclarecimentos podem ser pedidos para:

Secretariado da Sociedade Portuguesa de Geotecnia – SPG, a/c LNEC
Av. Brasil, 101
1700-066 Lisboa – Portugal
E-mail: spg@lnec.pt

- 3 **Análise por árvore de eventos: ferramenta para a gestão de risco em barragens de terra**
Terezinha Espósito, Mauro Naghettini, Josias Ladeira e Laura Caldeira
- 25 **Avaliação geotécnica e cartografia aplicada de esporões na região de Espinho (NW de Portugal)**
Ana Pires, Helder I. Chaminé, Fernando Santiago Miranda e Alberto Gomes
- 49 **Melhoramento do desempenho de misturas de solo-cimento com recurso a activadores de baixo custo**
Maria de Lurdes Santos Cruz e Said Jalali
- 65 **Lucubrações sobre modelos de equilíbrio limite de resistência de descontinuidades em maciços rochosos**
Manuel Leal Gomes
- NOTA TÉCNICA
- 89 **Avaliação geológico-geotécnica aplicada à instalação de postos de combustíveis em Rio Claro (SP), Brasil**
José Eduardo Zaine, Debora Takie Yamada e Suseli de Marchi Santos