

125 Julho
2012

GEOTECNIA

Revista Luso-Brasileira de Geotecnia



Sociedade Portuguesa de Geotecnia



Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica



DIRETOR:

José Couto Marques, FEUP

DIRETOR - ADJUNTO:

Márcio Muniz de Farias, UnB

COMISSÃO EXECUTIVA:Madalena Barroso, LNEC
Paulo Coelho, UC

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

COMISSÃO EDITORIAL 2010-2012

Alexandre Pinto, JetSJ Geotecnia – Lisboa
 Alexandre Tavares, FCTUC – Coimbra
 A. J. Correia Mineiro, FCT-UNL – Caparica
 A. Pinto da Cunha, LNEC – Lisboa
 Adriano 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
 Edezio Teixeira de Carvalho, UFMG – Belo Horizonte
 Eduardo Antonio Gomes Marques, UFV – Viçosa
 Ely Borges Frazão – São Paulo
 Emílio Velloso Barroso, UFRJ – Rio de Janeiro
 F. Guedes de Melo, Consulgeo – Lisboa
 Fernando A. B. Danziger, UFRJ – Rio de Janeiro
 Fernando Saboya, UENF – Campos do Goytacases
 Francis Bogossian, Geomecânica – Rio de Janeiro
 Frederico Garcia Sobreira, UFOP – Ouro Preto
 J. Almeida e Sousa, FCTUC – Coimbra
 J. Bilé Serra, LNEC – Lisboa
 J. de Oliveira Campos, UNESP – São Paulo
 J. Delgado Rodrigues, LNEC – Lisboa
 Jorge Vasquez, EDIA – Beja
 J. Vieira de Lemos, LNEC – Lisboa
 José F. T. Jucá, UFPe – Recife
 José Mateus de Brito, Cenorgeo – Lisboa
 José Neves, IST – Lisboa

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

**SPG**

a/c LNEC

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

**ABMS**

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

- 3 Editorial** José Couto Marques
- 5 Influência da compactação na erodibilidade de um solo parcialmente saturado sujeito a uma fuga concentrada** Ricardo Santos
Laura Caldeira
E. Maranhã das Neves
- 41 Sistemática para gestão de passivos ambientais associados a escorregamentos em rodovias** Célia Maria Garibaldi
Lindolfo Soares
Oswaldo Augusto Filho
- 69 Otimização da coagulação/floculação para tratamento de lixiviados** Patrícia Maria de Souza Paulino
Etiene Elayne Meireles da Rocha
Joelma Morais Ferreira
Maurício Alves da Motta Sobrinho
- NOTA TÉCNICA**
- 87 A influência do tipo de cimento na resistência à compressão simples de uma areia artificialmente cimentada** Jonatan Garrido Jung
Fernanda Stracke
Eduardo Pavan Korf
Nilo Cesar Consoli

Editorial

José Couto Marques

Diretor da Revista Geotecnia

No início da atividade da nova Direção da Revista e em nome dos Colegas que a integram, Márcio Muniz de Farias, Madalena Barroso e Paulo Coelho, quero expressar o nosso reconhecimento à anterior e à atual Direção da Sociedade Portuguesa de Geotecnia pelo desafio que nos lançaram e que aceitámos de bom grado, bem como pela confiança que em nós depositaram e que tudo faremos para justificar.

Aos meus antecessores nestas funções editoriais, Profs. António Silva Cardoso, Jaime Santos e Armando Antão, manifesto a minha imensa gratidão pelo apoio constante na hora da transmissão do testemunho e pela permanente disponibilidade para esclarecer inúmeras questões técnicas e logísticas e para ajudar a resolver os mais variados e inesperados problemas.

É nosso objetivo manter o elevado nível científico e técnico da Revista Geotecnia e apostar no incremento da sua qualidade gráfica e da sua visibilidade e impacto. A partir do presente número a cor passará a estar presente na versão digital, mantendo-se no entanto a versão impressa a preto e branco.

Estou certo de que iremos continuar a contar com o apoio da comunidade geotécnica e com a indispensável participação ativa de Autores e Revisores na vida da Revista.

Last but not the least, quero dirigir uma palavra de muito apreço e amizade ao António Silva Cardoso, que representa desde há muito para mim a excelência em termos pessoais, humanos, técnicos e científicos.

José Couto Marques

INFLUÊNCIA DA COMPACTAÇÃO NA ERODIBILIDADE DE UM SOLO PARCIALMENTE SATURADO SUJEITO A UMA FUGA CONCENTRADA

Influence of compaction in the erodability of a partially saturated soil due to a concentrated leak

Ricardo Neves Correia dos Santos*

Laura Maria Mello Saraiva Caldeira**

Emanuel Maranha das Neves***

RESUMO – Neste artigo é efetuado um estudo, com base em ensaios laboratoriais, em que se simula a fase de progressão da erosão tubular em barragens de aterro. Foi utilizado o ensaio de erosão por fuga concentrada materializada através a execução de um furo (*Hole Erosion Test - HET*), para avaliar a erodibilidade de um solo, proveniente de alteração de maciços xisto-grauváquicos, com potencial para ser aplicado no aterro de barragens de aterro. Foram realizados 24 ensaios *HET*, em provetes parcialmente saturados, compactados com três energias predefinidas e com diferentes teores em água. Em particular, foi avaliada a influência das condições de compactação na erodibilidade do solo, nomeadamente, na respetiva taxa de erosão e na tensão de corte crítica. Foi observada uma influência relevante do teor em água de compactação na resistência à erosão do solo ensaiado. Foram complementarmente realizados dois ensaios *HET*, com molhagem prévia do solo na zona do furo, que mostraram a importância da expansibilidade do solo na progressão de erosão tubular.

ABSTRACT – The Hole Erosion Test (*HET*) was used to evaluate the erodability of a soil resulting from schist alteration, which has potential to be used in the core of an embankment dam or in a homogeneous embankment. There were performed 24 *HETs* with partially saturated samples. The samples were compacted with three predefined compaction energies and with different water contents. It was evaluated the influence of compaction characteristics in the erodability of the soil, namely, in the soil erosion rate and the ease of initiation of erosion (i.e. critical shear stress). A relevant influence of the water content in the resistance to erosion was observed. Additionally, there were performed two *HETs*, in which the sample was subjected to wetting, prior to the test, to evaluate the effect in erosion resistance of soil expansion.

PALAVRAS CHAVE – Barragens de aterro, erosão interna, erosão tubular, fuga concentrada em furo, erodibilidade.

1 – INTRODUÇÃO

As causas mais comuns de acidentes e de roturas em barragens de aterro estão associadas a processos de erosão interna, a galgamento e a escorregamento dos taludes. Historicamente, num universo de 11 192 barragens de aterro, cerca de 0,5% (1 em 200) ruíram devido a erosão interna e 1,5% (1 em 60) tiveram incidentes dessa natureza (Foster *et al.*, 2000). As frequências médias

* Bolseiro de Doutoramento, Departamento de Geotecnia, LNEC. E-mail: ricardos@lnec.pt

** Investigadora Coordenadora, Departamento de Geotecnia, LNEC. E-mail: laurac@lnec.pt

*** Professor Catedrático Jubilado, IST. E-mail: emn@civil.ist.utl.pt

mais elevadas de rotura por erosão interna através do corpo do aterro e da fundação tendem a estar associadas a barragens com zonamento que confere um menor controlo da percolação.

Considera-se, em geral, que o processo de erosão interna que conduz à rotura de uma barragem de aterro se desenvolve em quatro fases sequenciais: (i) iniciação, (ii) continuação ou filtração, (iii) progressão e (iv) formação de brecha. Santos e Caldeira (2008) apresentam uma revisão dos principais fatores que influenciam a ocorrência de cada uma dessas fases.

A erosão interna engloba diferentes tipologias, conforme a sua *iniciação*, nomeadamente: erosão através de fuga concentrada, erosão regressiva, sufusão e erosão no contacto entre solos. A erosão tubular (*piping*) é associada a uma fuga concentrada (tubo) que atravessa a barragem.

Uma vez iniciado um processo de erosão interna, a sua *continuação* ou, pelo contrário, a cicatrização depende, principalmente, das condições de saída do escoamento e da capacidade de transporte das partículas do solo. O desenvolvimento de processos de erosão interna, que culminam na rotura da barragem, é muitas vezes imputado à ausência de qualquer tipo de filtros, nomeadamente, no interior do aterro e na interface entre o aterro e a fundação. A continuação da erosão interna, em solos suscetíveis a um qualquer fenómeno de iniciação, pode ser evitada através da adoção de filtros granulares adequados em zonas de transição, onde se podem desenvolver gradientes hidráulicos importantes.

A presença de filtros, dimensionados de acordo com critérios atuais, pode parar eficazmente o processo de erosão interna, numa fase inicial, através da retenção das partículas arrastadas e da cicatrização de fugas concentradas de água (Maranha das Neves, 1991; Mínguez *et al.*, 2006; Sherard e Dunnigan, 1989; Vaughan e Soares, 1982).

Porém, filtros que não satisfaçam os adequados critérios de dimensionamento (ICOLD, 1994) ou que tenham sofrido segregação durante a construção podem conduzir à continuação do processo de erosão interna (Foster e Fell, 2000, 2001). Foster e Fell (1999) previnem ainda para a importância do detalhe dos filtros em zonas adjacentes a condutas e a descarregadores de cheias. Mesmo em barragens de aterro constituídas por filtros dimensionados de acordo com os critérios atuais pode ocorrer a continuação do processo de erosão interna através do aterro, caso sejam, involuntariamente, criadas zonas desprotegidas do sistema de filtragem.

No caso da ocorrência de erosão tubular, a *progressão da erosão* depende dos seguintes fatores fundamentais: da capacidade do tubo permanecer aberto, sem colapsar, durante tempo suficiente para o seu alargamento, da limitação do caudal por parte de zonas a montante do tubo (e.g. preenchimento do tubo com materiais a montante) e da suscetibilidade do solo sofrer erosão (erodibilidade). Este artigo foca-se essencialmente sobre este último fator.

A erodibilidade dos solos tem sido estudada através de diferentes tipos de ensaio, que podem ser agrupados em três categorias principais: ensaios de erosão superficial (e.g. Arulanandan e Perry, 1983; Hanson, 1991), ensaios de erosão interna através de fissuras ou de furos circulares (e.g. Maranhã das Neves, 1989; Maranhã das Neves, 1991; Wan e Fell, 2002, 2004a, b), e ensaios de dispersividade (e.g. AS1289. 3.8.1, 1977; Sherard *et al.*, 1976).

Maranhã das Neves (1991) refere que a capacidade resistente à erosão nas paredes de fissuras deverá estar associada à saturação do solo, podendo depender, para o mesmo tipo de água, da natureza mineralógica do solo, da compactidade e do teor em água de compactação do solo.

Em particular, o estudo laboratorial aqui apresentado foca-se na avaliação da influência das condições de compactação na erodibilidade de um solo residual de alteração de maciços xisto-grauvâquicos, com características típicas de materiais utilizados na construção de barragens de aterro em Portugal. É simulada a ocorrência de uma fuga concentrada numa barragem de aterro.

Neste estudo utilizou-se o ensaio laboratorial, designado por ensaio de erosão por fuga concentrada tubular, *HET – Hole Erosion Test*, descrito inicialmente por Wan e Fell (2004a), que permite avaliar as condições de erodibilidade de um solo parcialmente saturado, através de dois parâmetros fundamentais: a tensão de corte mínima para a qual se inicia a progressão da erosão (tensão de corte crítica) e, uma vez iniciada a erosão, a taxa com que se processa a erosão.

2 – ENSAIO DE EROSÃO POR FUGA CONCENTRADA TUBULAR (HET)

2.1 – Descrição do ensaio

Este ensaio é utilizado para simular a erosão interna numa fuga concentrada numa barragem de aterro, materializada através da execução de um furo.

Na Fig. 1 apresenta-se um diagrama esquemático do ensaio.

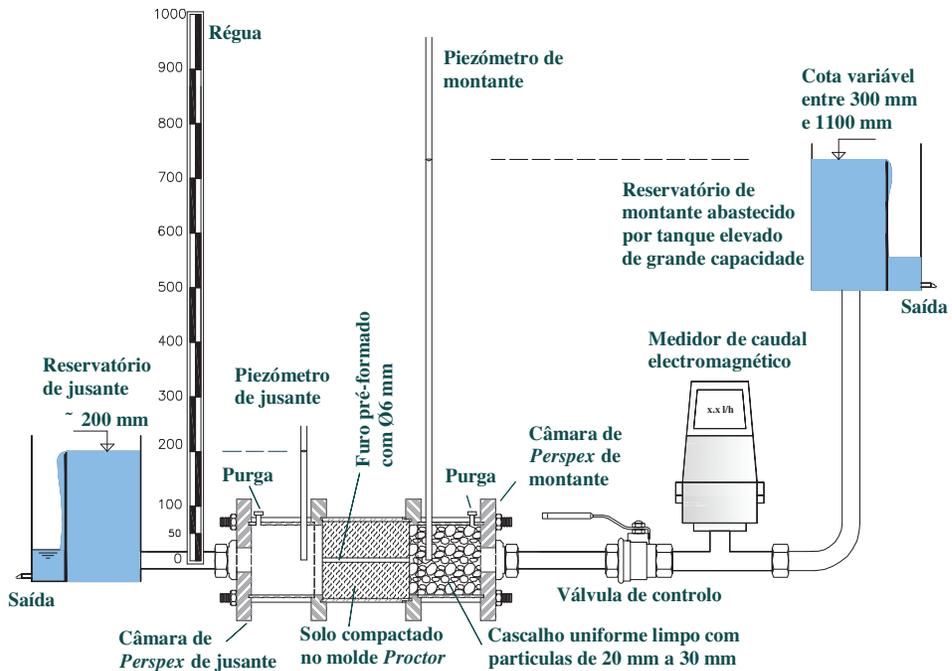


Fig. 1 – Diagrama esquemático do ensaio HET utilizado no LNEC (Santos *et al.*, 2010).

O equipamento de ensaio utilizado no estudo, semelhante ao referido por Wan e Fell (2004a), foi projetado e construído no Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC) e consiste numa célula composta por duas câmaras de *perspex* (vidro acrílico), conectadas às extremidades do molde do ensaio de compactação tipo *Proctor* (molde pequeno) (Fig. 2). Nesse molde é compactado um provete de solo, com condições predefinidas de energia e de teor em água. A fuga concentrada é simulada através de um furo, com 6 mm de diâmetro, executado ao longo do eixo longitudinal do provete.

As câmaras de *perspex* são constituídas por duas placas quadradas, com 160 mm de lado e com 20 mm de espessura, coladas quimicamente a um tubo de 92 mm de diâmetro interior e 4 mm de espessura. A selagem das câmaras de *perspex* ao molde de compactação é efetuada com recurso a *o-rings*.

O tubo das câmaras de *perspex* dispõe de um orifício onde é ligado um tubo de plástico (utilizado como piezômetro), localizado junto à placa de interface com o solo, e de uma purga de ar, localizada na extremidade oposta.

A célula de ensaio, constituída pelo molde de compactação e pelas duas câmaras de *perspex*, é ligada a um sistema hidráulico.

O sistema hidráulico é constituído por dois reservatórios que mantêm a cota de água constante durante o ensaio. O reservatório de água de montante é abastecido por um tanque de grande capaci-

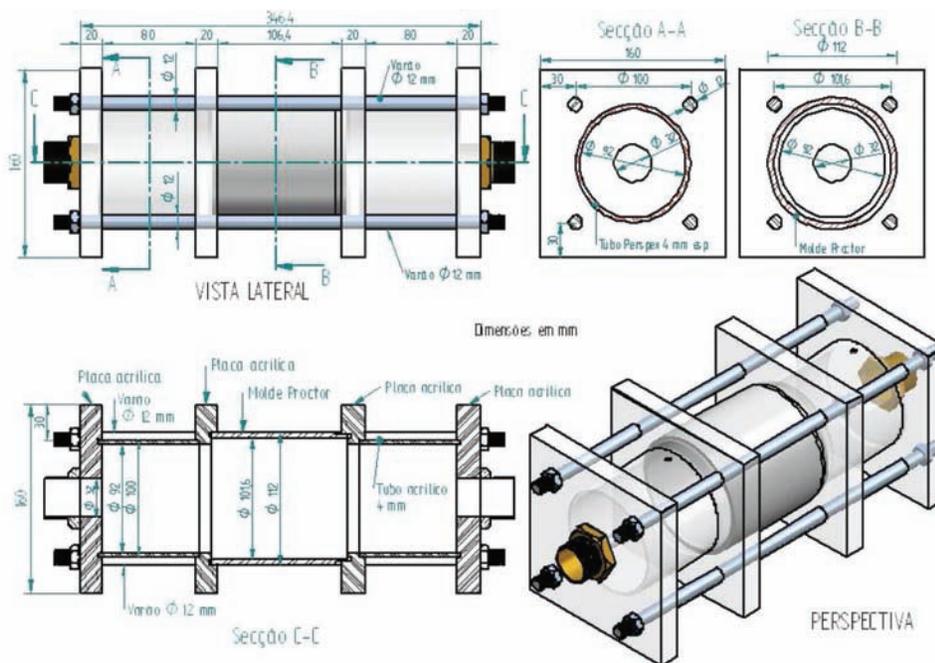


Fig. 2 – Célula de ensaio *HET* desenvolvida no LNEC.

dade, localizado a cerca de 2,5 m de altura. A água desse tanque é proveniente diretamente da rede pública.

Os reservatórios de água são ligados às câmaras de *perspex* através de tubos de borracha de $\frac{3}{4}$ " de diâmetro interior.

Entre o reservatório de montante e a célula de ensaio foram colocados um medidor de caudal do tipo eletromagnético (*Danfoss, MAGFLO® 6000*) e uma válvula de controlo. A maioria dos ensaios foi realizada com escoamento no provete de solo através do furo pré-formado orientado na horizontal.

Apenas num ensaio, a célula foi colocada, durante um certo período de tempo, com uma inclinação de cerca de 20° com a horizontal, com escoamento no sentido descendente.

Para uniformizar o fluxo de água à entrada do furo pré-formado foi colocado, no interior da câmara de *perspex* de montante, cascalho rolado limpo uniforme com partículas de dimensões que variam entre 20 e 30 mm.

A cota de referência, para a determinação da carga hidráulica, a montante e a jusante do provete, corresponde ao ponto central da secção transversal do furo. Em todos os ensaios realizados manteve-se água no tanque de jusante aproximadamente à cota 200 mm. O tanque de montante foi montado numa estrutura elevatória, que permite variar a cota de água entre 300 e 1100 mm.

2.2 – Medições efetuadas

Durante os ensaios *HET* procedeu-se ao registo, em intervalos regulares:

- do caudal de água que atravessa o provete de solo, com recurso ao medidor de caudal tipo eletromagnético;
- da altura piezométrica imediatamente a montante e a jusante do provete de solo, com recurso a piezómetros constituídos por um tubo de plástico de 5 mm de diâmetro interior conectado

nas câmaras de *perspex* da célula de ensaio; estes tubos foram colocados na vertical junto a uma régua, com o zero ao nível do centro do furo pré-formado;

- da evolução do topo de jusante do furo pré-formado, por observação visual através da câmara de *perspex* de jusante;
- do movimento das partículas na câmara de jusante e da turvação do efluente.

No início de cada ensaio procedeu-se ao registo da temperatura da água no tanque de jusante. O laboratório foi mantido a uma temperatura ambiente de 21°C em todos os ensaios.

No final de cada ensaio, procedeu-se ao preenchimento do furo com parafina derretida, para estimação do seu volume e da sua forma.

2.3 – Procedimento do ensaio

Apresentam-se os principais aspetos práticos relacionados com a realização dos ensaios, nomeadamente com: a preparação do solo, a compactação e furação do provete, a assemblagem do equipamento, o procedimento de ensaio e a desmontagem do equipamento e as medições posteriores do provete.

A preparação do solo foi efetuada através da separação ao peneiro n.º 4 (4,76 mm), da determinação do teor em água e da correção da quantidade de água de modo a obter o teor em água predefinido e da homogeneização da amostra.

A compactação do provete foi efetuada com a energia de compactação predefinida, com recurso a um compactador mecânico automático, para evitar a variabilidade associada ao operador.

Aproximadamente duas horas após a compactação do provete, foi executado um furo, com uma broca de 6 mm, com recurso a um berbequim elétrico de baixa rotação e a uma guia de centragem (Fig. 3).



Fig. 3 – Furação do provete com recurso a uma broca de 6 mm e uma guia de centragem.

A montagem do equipamento iniciou-se com a introdução de cascalho rolado uniforme no interior da câmara de *perspex* de montante. Nos topos do provete foi colocado um geotêxtil anelar, com diâmetro interior de cerca de 25 mm e diâmetro exterior igual ao diâmetro do provete (o geo-

têxtil mostrou ser um elemento útil para evitar o desmoronamento excessivo dos topos do provete devido à ausência de suporte) e uma chapa anelar de alumínio furada, com diâmetro interior também de 25 mm, para suportar os geotêxteis e para evitar o arraste do cascalho rolado para o interior do furo pré-formado.

As câmaras de *perspex* de montante e de jusante foram conectadas ao provete por intermédio de quatro varões roscados (Fig. 4). A célula de ensaio foi colocada na horizontal e ligada ao sistema hidráulico através dos tubos de borracha, com a válvula de controlo fechada, para evitar a passagem de água do reservatório de montante para o interior do provete. O reservatório de montante foi elevado, através do sistema de roldanas, para a cota pretendida e procedeu-se ao seu enchimento.



Fig. 4 – Componentes da célula de ensaio: câmara de montante (à esquerda), molde com provete de solo com furo pré-formado (ao centro) e câmara de jusante (à direita).

Na Fig. 5 e na Fig. 6 apresenta-se o aspeto geral do equipamento, previamente ao início de um ensaio.

No início do ensaio efetuou-se o registo da temperatura da água e procedeu-se à abertura das purgas de ar das câmaras de *perspex* e das ligações dos tubos para medição da carga hidráulica.

A célula de ensaio foi preenchida através do reservatório de jusante, de modo a evitar a erosão inicial do furo, com a válvula de controlo fechada.

Após saída de água fecharam-se as purgas de ar e ligaram-se os tubos de plástico para a medição da altura piezométrica nas extremidades da amostra.

O abastecimento ao tanque de jusante foi fechado assim que se atingisse a cota de descarga. Em seguida ligou-se o abastecimento de água ao reservatório de montante. O sistema hidráulico desde o tanque de montante ao medidor de caudal foi saturado e conectado à válvula de controlo.

Após abertura completa da válvula de controlo deu-se início da contagem do tempo de ensaio.

Durante o ensaio procedeu-se ao registo do caudal e das alturas piezométricas em intervalos regulares. As leituras foram efetuadas inicialmente com um intervalo de 30 segundos, sendo progressivamente aumentado o intervalo de leitura para 1, 2 e 5 minutos, dependendo da variação do caudal. O intervalo de leitura foi aumentado sempre que o caudal não variava entre três leituras consecutivas. Cada ensaio considerou-se finalizado quando:

- a) se atingiu 3 horas de ensaio e em três medições consecutivas, com intervalos de 5 minutos, o caudal não variou significativamente;

- b) o caudal atingiu 1000 l/h;
- c) o furo atingiu um diâmetro próximo de 25 mm;
- d) o furo colmatou ou colapsou.



Fig. 5 – Realização do ensaio *HET*: aspecto da célula de ensaio pronta para ensaiar.

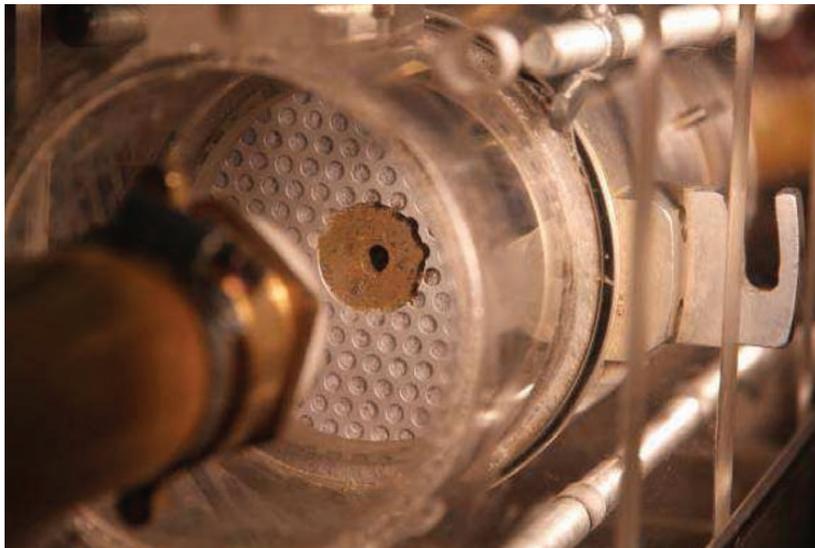


Fig. 6 – Realização do ensaio *HET*: vista de jusante no início do ensaio.

Na Fig. 7 apresenta-se uma imagem vista a partir da câmara de jusante em que é visível a erosão do furo pré-formado durante um ensaio *HET*, bem como a deposição de material erodido na base da câmara de jusante.



Fig. 7 – Erosão do furo pré-formado durante o ensaio HET.

A desmontagem do equipamento foi iniciada com o esvaziamento da célula de ensaio, através do reservatório de jusante. Esta operação foi efetuada lentamente e com cuidado para evitar o desmoronamento do furo.

Procedeu-se à remoção dos varões roscados que ligam as câmaras de *perspex* ao molde de compactação e remoção do molde da célula de ensaio. Na Fig. 8 (duas fotografias à esquerda) apresenta-se o aspeto do furo pré-formado de um provete no final do ensaio. Em seguida procedeu-se ao preenchimento do furo com parafina derretida, de modo a obter um molde do furo (*cf.* Fig. 8).

Após secagem da parafina, o provete foi extraído do molde de compactação e removeu-se o solo em redor do molde de parafina.

Procedeu-se à medição do diâmetro médio do molde do furo nos topos de montante e de jusante e em quatro secções intermédias equidistantes. O diâmetro equivalente do furo final foi estimado após medição do volume do molde em parafina.

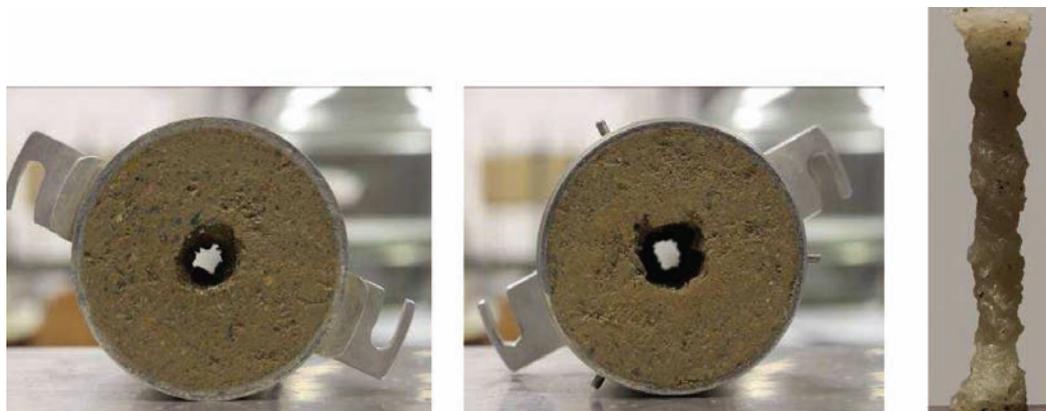


Fig. 8 – Aspeto final do furo pré-formado de um ensaio: vista de montante (à esquerda), vista de jusante (ao centro) e molde do furo em parafina (à direita).

3 – INTERPRETAÇÃO DOS ENSAIOS

Os fundamentos teóricos associados ao ensaio são baseados nos princípios do escoamento de fluidos viscosos através de tubos circulares de superfície rugosa.

Considerando o equilíbrio de forças num volume de controlo de um fluido (Fig. 9), que preenche totalmente um furo de secção circular e que se move por diferença de cota piezométrica, e atendendo às relações de continuidade e de momento (White, 1998), obtém-se, num dado instante t ,

$$\Delta h_t = \Delta Z + \frac{\Delta p_t}{\rho_w g} = \frac{4\tau_t}{\rho_w g} \frac{L}{D_t} \quad (1)$$

com,

$$\Delta h_t = i_t \cdot L \quad (2)$$

em que:

- Δh_t (m) é a perda de carga ao longo do furo, no instante t , num comprimento L ,
- ΔZ (m) é a diferença de cota entre as extremidades do furo,
- Δp_t (N/m²) é a diferença de pressão ao longo do comprimento do furo, no instante t ,
- ρ_w (kg/m³) é a massa volúmica do fluido,
- g (m/s²) é a aceleração da gravidade (9,81 m/s²),
- τ_t (N/m²) é a tensão de corte no fluido, na superfície de contacto com o furo, no instante t ,
- D_t (m) é o diâmetro do furo, no instante t ,
- L (m) é o comprimento do furo,
- i_t – é o gradiente hidráulico ao longo do comprimento do furo, no instante t .

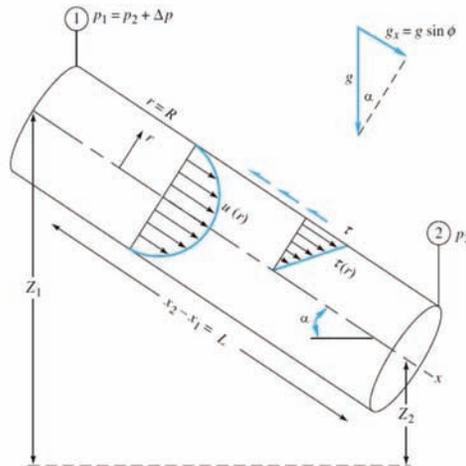


Fig. 9 – Volume de controlo de um escoamento entre duas secções de um tubo inclinado (White, 1998).

Para ensaios conduzidos com furos de eixo horizontal ΔZ é nulo. Combinando as equações (1) e (2) resulta

$$\tau_t = \rho_w \cdot g \cdot i_t \cdot \frac{D_t}{4} \quad (3)$$

A taxa de erosão corresponde à quantidade de massa de partículas sólidas que é efetivamente removida da superfície do furo pré-formado por unidade de tempo e de área em contacto com o fluido.

A taxa de erosão, a cada instante t , denotada por $\dot{\epsilon}_t$ (kg/s/m²), pode ser obtida através da seguinte relação (Wan e Fell, 2002)

$$\dot{\epsilon}_t = \frac{1}{\psi_t} \frac{dM_t}{dt} \quad (4)$$

com,

$$\psi_t = \pi D_t \cdot L \quad (5)$$

e

$$dM_t / dt = \rho_d \cdot L \cdot dA_t / dt \quad (6)$$

em que:

ψ_t (m²) é a área da superfície do furo pré-formado, no instante t ,

dM_t / dt (kg/s) é a taxa de massa de partículas sólidas removida devido à erosão, no instante t ,

ρ_d (kg/m³) é a massa volúmica seca do solo.

Para um furo de secção circular,

$$\frac{dA_t}{dt} = \frac{d(\pi D_t^2 / 4)}{dt} = \frac{\pi}{2} D_t \frac{dD_t}{dt} \quad (7)$$

Combinando as Equações (4), (5), (6) e (7), obtém-se a seguinte relação

$$\dot{\epsilon}_t = \frac{\rho_d}{2} \frac{dD_t}{dt} \quad (8)$$

Resultados experimentais efetuados por vários investigadores com o objetivo de avaliar a erodibilidade dos solos (Arulanandan e Perry, 1983; Shaikh *et al.*, 1988), permitem constatar a existência, a partir de um dado valor limite, de uma relação entre a taxa de erosão, $\dot{\epsilon}_t$, e a tensão de corte hidráulica aplicada, τ_t .

Em geral, considera-se que para valores inferiores a esse valor limite não ocorre qualquer erosão relevante. Essa relação pode ser expressa através de (Cyril *et al.*, 2010):

$$\dot{\epsilon}_t = \begin{cases} C_e (\tau_t / \tau_c - 1)^\alpha, & \tau_t > \tau_c \\ 0 & , \tau_t \leq \tau_c \end{cases} \quad (9)$$

em que:

C_e (kg/(s.m²)) é um coeficiente de erodibilidade do solo,

τ_c (N/m²) é designada por tensão de corte crítica e corresponde ao valor limite pelo que $\dot{\epsilon}_t = 0$,

α é uma constante empírica.

Para interpretação do *HET* é usual considerar-se $\alpha = 1$ (Bonelli *et al.*, 2006). Neste caso a condição relativa à ocorrência de erosão corresponde a uma relação linear entre a tensão de corte e a taxa de erosão dada por

$$\dot{\epsilon}_t = k_{er} (\tau_t - \tau_c) \quad (10)$$

em que $k_{er} = C_e/\tau_c$ (s/m) é um outro coeficiente de erodibilidade. k_{er} corresponde um valor da ordem de 10^{-1} a 10^{-6} s/m. Wan e Fell (2004a) em face deste valor introduziram o índice de taxa de erosão (I_{HET}), definido como

$$I_{HET} = -\log(k_{er}) \quad (11)$$

Quanto maior o valor da tensão de corte crítica, τ_c , e menor o valor do coeficiente de erodibilidade, k_{er} , (i.e., maior o valor de I_{HET}), maior a resistência à erosão do solo.

Para provetes com grau de compactação de 95% e compactados com teor em água ótimo, em relação ao ensaio laboratorial de compactação leve, este parâmetro é designado por índice representativo de taxa de erosão, \tilde{I}_{HET} .

3.1 – Estimação do diâmetro do furo

As equações (3) e (8) permitem constatar que, para um dado instante t , e para gradientes constantes, a determinação da tensão de corte ao longo do furo pré-formado, τ_t , e a taxa de erosão por unidade de área do furo, $\dot{\epsilon}_t$, dependem, respetivamente, do diâmetro do furo, D_t , e da taxa de variação do diâmetro do tubo, dD_t/dt .

Porém, não é possível medir diretamente o diâmetro do furo durante o ensaio *HET*. O diâmetro do furo é estimado indiretamente, através da medição do caudal que atravessa o furo pré-formado e da carga hidráulica nos extremos do provete.

A estimação do diâmetro do furo, em qualquer instante t , durante o ensaio *HET*, depende das condições de escoamento (i.e., laminar ou turbulento).

O tipo do escoamento de água em tubos de secção circular depende do número de *Reynolds*, sendo turbulento para valores deste número superiores a 4000 e laminar nos restantes casos. Num escoamento através de um tubo de secção circular, o número de *Reynolds* é dado por (White, 1998)

$$R_e = \frac{\rho_w \bar{v}_t D_t}{\mu} \quad (12)$$

em que μ (Pa.s) é o coeficiente de viscosidade dinâmica do fluido, que depende da temperatura (a 20°C a água tem $\mu = 10^{-3}$ Pa.s) e \bar{v}_t (m/s) é a velocidade média do escoamento no interior do tubo, no instante t . Para uma secção circular, \bar{v}_t pode ser obtido diretamente do caudal medido, Q_t (m³/s), assumindo que o caudal que percola através do solo é desprezável, através da equação

$$\bar{v}_t = \frac{4Q_t}{\pi D_t^2} \quad (13)$$

A equação (12) permite verificar que, para avaliar o tipo de escoamento, é necessário conhecer, em cada instante, o diâmetro do furo pré-formado.

Wan e Fell (2002) assumem que a tensão de corte, no instante t , é proporcional à velocidade média e ao quadrado da velocidade média, respetivamente, quando o escoamento é laminar ou turbulento, pelo que se obtém

$$\tau_{L_t} = f_L \bar{v}_t \quad (\text{laminar}), \quad \tau_{T_t} = f_T \bar{v}_t^2 \quad (\text{turbulento}) \quad (14)$$

em que f_{L_t} ($\text{kg/m}^2/\text{s}$) e f_{T_t} (kg/m^3) são usualmente designados por coeficiente de atrito, respectivamente, para condição de escoamento laminar e turbulento, no instante t . Estas grandezas estão associadas à perda de carga ao longo do comprimento do tubo devido à rugosidade do solo. Considerando as equações (3) e (14) e resolvendo relativamente aos coeficientes de atrito obtém-se

$$f_{L_t} = \frac{\rho_w \cdot g \cdot \pi \cdot i_t \cdot D_t^3}{16 \cdot Q_t} \text{ (laminar)}, \quad f_{T_t} = \frac{\rho_w \cdot g \cdot \pi^2 \cdot i_t \cdot D_t^5}{64 \cdot Q_t^2} \text{ (turbulento)} \quad (15)$$

Resolvendo as equações (15) em ordem ao diâmetro do furo, consoante o tipo de escoamento, obtém-se:

$$D_{L_t} = \sqrt[3]{\frac{16 \cdot Q_t \cdot f_{L_t}}{\pi \cdot \rho_w \cdot g \cdot i_t}} \text{ (laminar)}, \quad D_{T_t} = \sqrt[5]{\frac{64 \cdot Q_t^2 \cdot f_{T_t}}{\pi^2 \cdot \rho_w \cdot g \cdot i_t}} \text{ (turbulento)} \quad (16)$$

3.2 – Procedimento para estimação do diâmetro do furo

A estimação do diâmetro do tubo pré-formado, D_t , envolve os passos indicados na sequência.

- Através da equação (15), calculam-se os fatores de atrito para a condição de escoamento laminar, f_{L_t} , e para a condição de escoamento turbulento, f_{T_t} , para os instantes inicial, t_0 , e final, t_f , do ensaio, considerando, respetivamente, o diâmetro inicial ($D_0 = 6 \text{ mm}$) e o diâmetro final do furo (D_f). D_f corresponde ao diâmetro equivalente do furo no final do ensaio, estimado através do volume do molde de parafina, considerando que este tem secção circular constante ao longo do seu comprimento.
- Estimam-se os fatores de atrito, para cada instante t , f_{L_t} e f_{T_t} , considerando, como hipótese simplifcativa, que estes variam linearmente entre t_0 e t_f .
- Através da equação (16), determinam-se os diâmetros do furo em cada instante t , D_{L_t} e D_{T_t} .
- Através da equação (12), calcula-se o número de *Reynolds*, Re , em cada instante t , considerando os diâmetros dos furos para condições de escoamento turbulento e laminar. Se Re for superior a 4000 o escoamento é turbulento, caso contrário, o escoamento é laminar.
- Representa-se graficamente a evolução do diâmetro do furo no tempo.

3.3 – Estimação do índice de taxa de erosão, I_{HET} , e da tensão de corte crítica, τ_c

Em cada ensaio *HET*, a estimação de I_{HET} e de τ_c envolve os passos indicados na sequência.

- Através das equações (3) e (8), determinam-se, respetivamente, a tensão de corte, τ_t , e a taxa de erosão por unidade de área, $\dot{\epsilon}_t$, para cada instante t .
- Representa-se graficamente τ_t em abcissas e $\dot{\epsilon}_t$ em ordenadas. O coeficiente de erosão do solo k_{er} , corresponde à inclinação da reta de ajuste de $\tau_t \sim \dot{\epsilon}_t$.
- Determina-se a tensão de corte crítica, τ_c , como a ordenada da origem da reta.
- Através da equação (11), determina-se o índice de taxa de erosão, I_{HET} .

4 – PRINCIPAIS RESULTADOS DISPONÍVEIS NA BIBLIOGRAFIA

Apresenta-se um resumo dos principais resultados existentes na literatura relativamente à avaliação da erodibilidade dos solos com recurso ao ensaio *HET*.

Wan e Fell (2002, 2004b) realizaram um conjunto de ensaios, com o objetivo de estudar a erodibilidade de 13 solos de diferente mineralogia, granulometria, plasticidade e dispersividade. Na Fig. 10 apresentam-se as curvas granulométricas dos solos ensaiados.

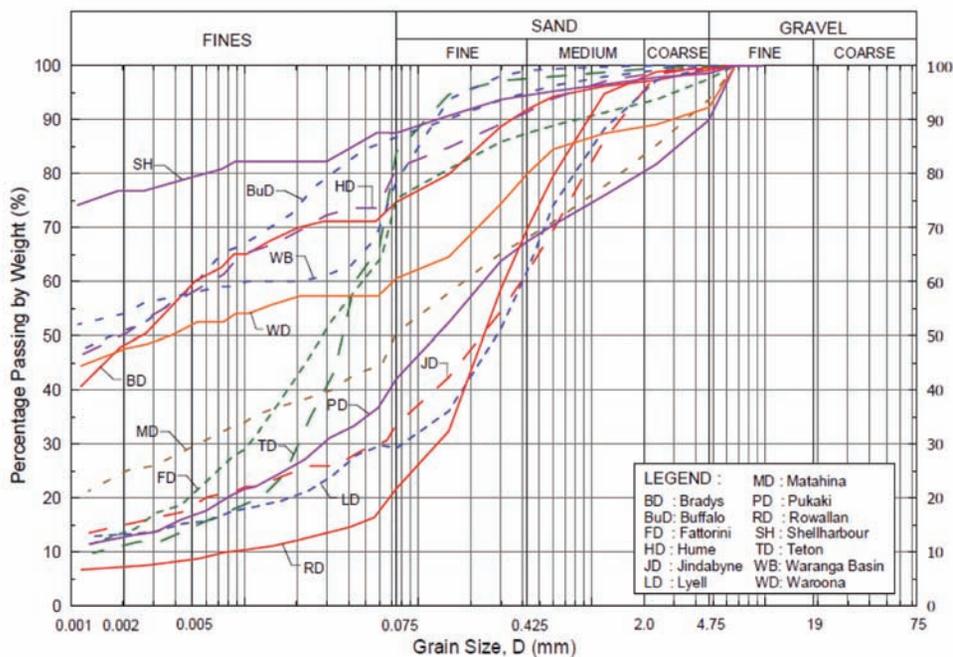


Fig. 10 – Granulometria dos 13 solos ensaiados por Wan e Fell (2002)

Nesse estudo os autores dividiram os diferentes tipos de solos em dois grupos: os solos finos (BD, BuD, FD, HD, MD, SH, TD, WB e WD) e os solos grossos (JD, PD, RD e MD).

Na sequência resumem-se as principais conclusões desse estudo.

O teor em água e o grau de compactação apresentaram uma influência relevante nos parâmetros de erodibilidade dos solos. Em particular, o coeficiente de erodibilidade (k_{er}), em alguns solos, apresentou uma variação máxima de cerca de 1000 vezes (variação do valor de I_{HET} de 3), devido às condições de compactação dos provetes.

Em geral, os solos grossos apresentaram parâmetros de erodibilidade mais reduzidos que os solos finos.

Os solos grossos com maior percentagem de finos apresentaram maiores parâmetros de erodibilidade (maior resistência à erosão). Porém, esta tendência não se verificou no caso dos solos finos.

Nos provetes de solos grossos o I_{HET} tende a aumentar com o grau de saturação.

Os solos grossos com maior percentagem de partículas de dimensão de areia apresentaram parâmetros de erodibilidade mais reduzidos, para as mesmas condições de compactação.

Em geral, os solos com maior percentagem de argila apresentam parâmetros de erodibilidade superiores. Este facto foi mais evidente nos solos grossos.

Os solos com finos não plásticos apresentaram parâmetros de erodibilidade relativamente reduzidos.

Foi observada uma tendência de aumento de I_{HET} nos solos menos dispersivos. A dispersividade dos vários solos foi avaliada através do ensaio *pinhole* (Sherard *et al.*, 1976).

Os autores consideram que as forças eletroquímicas que atuam nas partículas de argila e os catiões presentes na água têm uma influência relevante na erodibilidade dos solos finos. É referido que a mineralogia das argilas presentes nos solos finos deverá influenciar a sua erodibilidade. Solos finos que contenham minerais de esmectite e possivelmente de vermiculite aparentemente apresentam parâmetros de erodibilidade mais reduzidos.

Com base nos resultados obtidos nos ensaios, realizados com os 13 tipos de solos, os autores propuseram, como referência, uma classificação em 6 grupos (Quadro 1) da suscetibilidade à erosão de um solo com base no índice representativo de taxa de erosão, \tilde{I}_{HET} (i.e., para solo compactado com teor em água ótimo e com grau de compactação de 95%, relativamente ao ensaio de compactação leve).

Quadro 1 – Classificação da erodibilidade de um solo em função de \tilde{I}_{HET} (Wan e Fell, 2004b).

Grupo	Índice representativo da taxa de erosão, \tilde{I}_{HET}	Descrição da erosão através de uma fuga
1	<2	Extremamente rápida
2	2–3	Muito rápida
3	3–4	Moderadamente rápida
4	4–5	Moderadamente lenta
5	5–6	Muito lenta
6	>6	Extremamente lenta

Com base nesse estudo, Fell *et al.* (2008) assumiram uma relação entre o índice representativo da taxa de erosão, \tilde{I}_{HET} , e a classificação do solo, conforme apresentado no Quadro 2. Estas relações são consideradas apenas adequadas para solos com grau de compactação entre 95 e 98%, com desvio de teor em água, relativamente ao ponto ótimo, entre -1 a 2% e para solos não dispersivos. Para outras situações os autores recomendam a realização do ensaio *HET*.

Quadro 2 – Relação entre \tilde{I}_{HET} e a classificação do solo para solos não dispersivos (Fell *et al.*, 2008).

Classificação do solo	Índice representativo da taxa de erosão, \tilde{I}_{HET}		
	Mínimo provável	Melhor estimativa	Máximo provável
SM com finos < 30%	1	<2	2,5
SM com finos > 30%	<2	2 a 3	3,5
SC com finos < 30%	<2	2 a 3	3,5
SC com finos > 40%	2	3	4
ML	2	2 a 3	3
CL-ML	2	3	4
CL	3	3 a 4	4,5
CL-CH	3	4	5
MH	3	3 a 4	4,5
CH com $w_L < 65\%$	3	4	5
CH com $w_L > 65\%$	4	5	6

Os parâmetros de erodibilidade fornecidos pelo ensaio *HET* podem ser úteis para avaliar a fase de progressão do processo de erosão interna.

Em complemento dos resultados disponíveis na literatura considera-se importante avaliar com maior detalhe alguns fatores que se consideram influenciar os parâmetros de erodibilidade dos solos, nomeadamente:

- a energia de compactação dos provetes, para diferentes condições de teor de água e graus de saturação;
- a expansibilidade do solo por molhagem do furo que simula a fuga concentrada;
- a suscetibilidade de colmatação da fuga concentrada;
- o tempo de ensaio;
- o gradiente hidráulico;
- a diminuição da carga hidráulica a montante, após ocorrência de erosão.

5 – CARACTERÍSTICAS DO MATERIAL

O material utilizado nos ensaios foi colhido no interior da área delimitada pela albufeira da barragem de Odelouca (Algarve, Portugal), numa área de empréstimo explorada durante a sua construção, localizada junto à margem direita (indicada na Fig. 11). O material é constituído, essencialmente, por solo residual de alteração do maciço xisto-grauváquico.



Fig. 11 – Aspeto geral da área de empréstimo da barragem de Odelouca onde foi colhido o material utilizado nos ensaios.

No local de recolha, o material foi passado ao peneiro $\frac{3}{4}$ " e colocado em sacos de aproximadamente 40 kg (Fig. 12). Foi recolhida uma quantidade de cerca de 2 toneladas deste material.

Foram realizados ensaios detalhados de caracterização física, que permitiram avaliar:

- a densidade das partículas sólidas;
- a granulometria;
- os limites de *Atterberg*;
- as características para diferentes energias de compactação;
- o coeficiente de permeabilidade.



Fig. 12 – Processamento do material colhido da área de empréstimo.

Na Fig. 13 apresentam-se as curvas granulométricas para o material passado ao peneiro $\frac{3}{4}$ " e para o material que passa no peneiro n.º.4, utilizado nos ensaios de compactação tipo *Proctor* e nos ensaios *HET*.

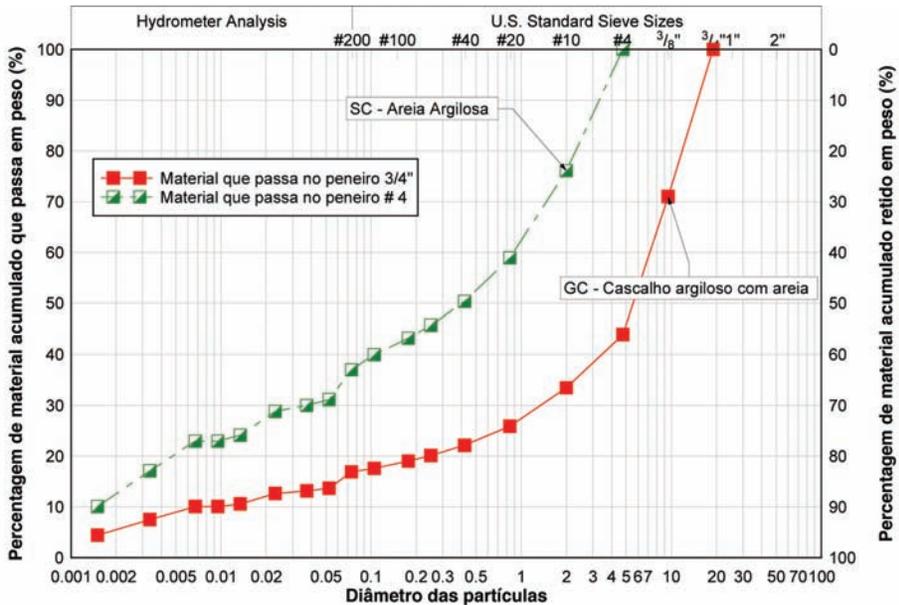


Fig. 13 – Curvas granulométricas do material utilizado nos ensaios *HET*.

Para o material que passa no peneiro ASTM n.º.4, foi conduzido um ensaio de compactação leve em molde pequeno, de acordo com a ASTM D698. A curva de compactação é apresentada a cheio na Fig. 14. Foram obtidos um teor em água ótimo de 14,4% e um peso volúmico seco máximo de 19,0 kN/m³.

No que se segue, o grau de compactação, G_c , e a variação de teor em água em relação ao ótimo, Δw , são referidos em relação a estes valores.

Para atender a situações de campo, de sobrecompactação ou de compactação deficiente, foram também ensaiados provetes com energia de compactação, respetivamente, superior e inferior à curva de compactação de referência.

Em particular, foi efetuado um ensaio de compactação pesada, de acordo com a ASTM D1557. A energia de compactação aplicada neste ensaio é cerca de 4,9 vezes superior ao ensaio de compactação de referência. A curva de compactação correspondente é apresentada a traço interrompido na Fig. 14. Foram obtidos um teor em água ótimo de 11,3% e um peso volúmico seco máximo de 20,3 kN/m³. Para um intervalo de teor em água de -1 a +2%, relativamente ao valor ótimo do ensaio de referência, o grau de compactação obtido neste ensaio tem um máximo de 104 % e um mínimo de 98 %.

Para considerar situações de compactação deficiente, foi efetuado um ensaio com energia de compactação inferior à correspondente ao ensaio de referência. Este ensaio de compactação foi realizado com o pilão pequeno, de 2,49 kg, e uma altura de queda de 30,5 cm. Foram aplicadas 14 pancadas em cada uma das 3 camadas de compactação. A energia de compactação aplicada neste ensaio corresponde a cerca de 56% do ensaio de compactação de referência. A respetiva curva de compactação é também apresentada a tracejado na Fig. 14. Foram obtidos um teor em água ótimo de 15,9% e um peso volúmico seco máximo de 18,4 kN/m³. Para um intervalo de teor em água de 1 a +2%, relativamente ao valor ótimo do ensaio de referência, o grau de compactação obtido neste ensaio tem um máximo de 96,6% e um mínimo de 90,6%.

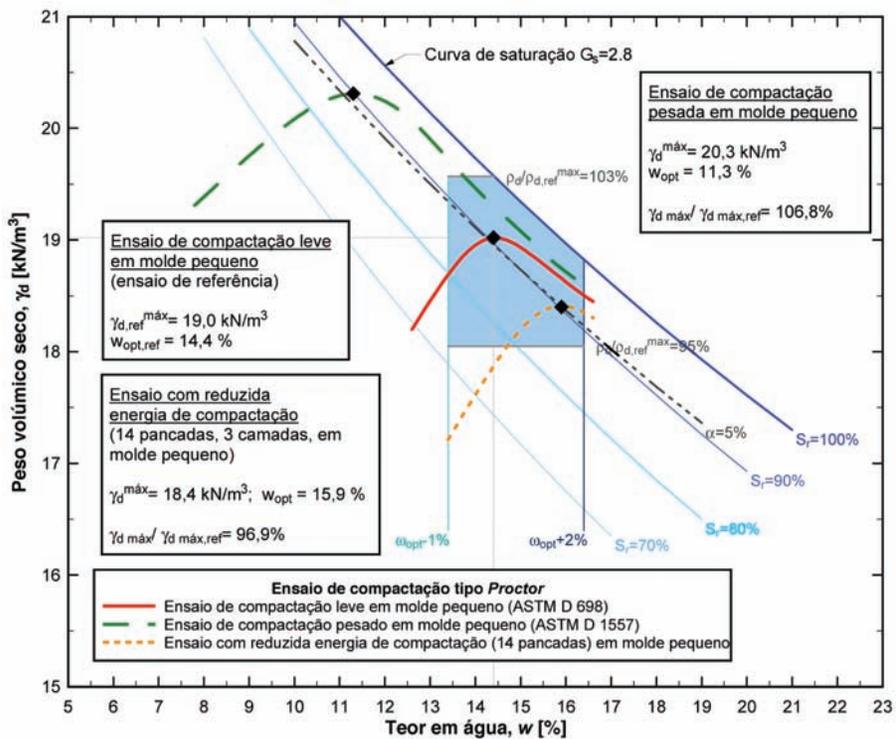


Fig. 14 – Características de compactação do material que passa no peneiro n.º 4.

Na Fig. 14 representa-se uma área a sombreado que corresponde ao intervalo de teor em água, Δw , de -1 a +2 % e de grau de compactação, G_c , de 95 a 103%, em relação aos valores de referência, que se consideram ser valores aceitáveis em barragens de aterro. Nessa figura apresenta-se ainda a curva de saturação, $S_r = 100\%$, bem como as curvas correspondentes a graus de saturação de 90, 80 e 70%.

Alonso (2005) refere que o ponto ótimo das curvas de compactação, associadas a diferentes energias, ocorre para percentagem de ar, α , de 5% (cf. Fig. 14). Para as energias de compactação

consideradas, observou-se ainda que ponto ótimo das curvas de compactação de ocorre para graus de saturação próximos de 90%.

No Quadro 3 apresenta-se um resumo das características do material passado ao peneiro ASTM n°.4, utilizado nos ensaios *HET*.

Quadro 3 – Resumo das principais características do material passado ao peneiro n°.4.

Densidade das partículas sólidas, G_s	2,8		
Análise granulométrica			
% Areia	62		
% Finos	38		
% Argila	12		
C_u	594		
C_c	1,08		
Limites de Atterberg †			
w_L (%)	37,7		
IP (%)	13,8		
Classificação USCS	SC – Areia argilosa		
Características de compactação	Energia de compactação		
	Leve	Modificada	“Reduzida”
w_{opt} (%)	14,4	11,3	15,9
$\gamma_{d, máx}$ (kN/m ³)	19,0	20,2	18,4
Permeabilidade			
k (m/s)	4×10^{-10}		

† Para o material passado ao peneiro n°. 40.

6 – PROGRAMA DE ENSAIOS *HET*

Os ensaios *HET* foram realizados em provetes compactados para as três energias de compactação referidas na Seção 5.

Para cada grupo de ensaios com a mesma energia de compactação, procurou-se ensaiar provetes com teores em água que variam num intervalo entre -1 e +2% (sombreado da Fig. 14), relativamente ao teor em água ótimo do ensaio de referência (ensaio de compactação leve). Foram pré-definidas as variações de teor em água de -1, 0, +1 e +2%.

6.1 – Características dos provetes dos ensaios *HET*

No Quadro 4 apresentam-se as características de compactação predefinidas em cada *HET*, em particular, a variação do teor em água, em relação ao valor ótimo do ensaio de compactação de referência, $(\Delta w)_p$, e o tipo de energia de compactação empregue. Para cada grupo de ensaios com a mesma energia de compactação, procurou-se ensaiar provetes com teores em água que variam num intervalo entre -1 e +2% (zona a sombreado da Fig. 14). São igualmente indicadas as condições hidráulicas a que cada provete foi submetido no ensaio, em particular, a perda de carga total inicial, Δh , e o respetivo gradiente hidráulico, i .

Adicionalmente, para cada *HET*, são indicadas as efetivas condições de compactação do provete, nomeadamente: o desvio do teor em água, Δw , e o peso volúmico seco, γ_d , e os corresponden-

tes grau de compactação, G_c , e grau de saturação, S_r . O grau de compactação variou entre 89 e 105,5%. O grau de saturação dos provetes ensaiados variou entre 58,9 e 95,7%.

Quadro 4 – Resumo das características de compactação dos provetes ensaiados e das condições hidráulicas iniciais.

Nº. do ensaio HET	Características de compactação pretendidas		Condições hidráulicas iniciais		Características de compactação efetivamente atingidas			
	$(\Delta w)_p$ † (%)	Energia de compactação *	Δh (mm)	i	Δw † (%)	γ_d (kN/m ³)	G_c †† (%)	S_r (%)
001	-1	Leve ^(a)	400	3,5	-2,0	18,42	96,8	70,6
002	0	Leve ^(a)	400	3,5	-0,4	18,72	98,4	83,9
002a	0	Leve ^(a)	400 ^(b)	4,8	-0,5	18,76	98,6	84,2
003	1	Leve ^(a)	555 ^(c)	6,9	1,2	18,81	98,9	94,6
004	-1	Reduzida	880	7,6	-1,0	17,21	90,5	63,0
004a	-1	Reduzida	880	7,6	-1,3	16,93	89,0	58,9
005	0	Reduzida	880	7,6	-0,1	17,81	93,6	73,8
006	1	Reduzida	850	7,4	0,4	18,30	96,2	82,7
006a	1	Reduzida	880	7,6	0,8	18,28	96,1	84,7
007	2	Reduzida	880	7,6	1,8	18,24	95,9	89,7
007a	2	Reduzida	875	7,6	1,6	18,41	96,8	91,0
008	-1	Leve	800	6,9	-1,1	18,66	98,1	79,2
009	0	Leve	880	7,6	-0,1	19,01	100	90,0
010	1	Leve	880	7,6	0,8	18,89	99,3	93,4
011	2	Leve	880	7,6	1,9	18,53	97,4	94,7
012	-1	Pesada	885	7,7	-1,8	20,07	105,5	95,7
012a	-1	Pesada	885	7,7	-1,3	19,86	104,4	95,7
013	0	Pesada	880	7,6	-0,2	19,38	101,9	95,3
014	1	Pesada	900	7,8	0,8	19,00	99,9	95,5
014a	1	Pesada	880	7,6	1,2	18,83	99,0	95,2
015	2	Pesada	860	7,5	1,9	18,57	97,6	95,3
015a	2	Pesada	860	7,5	1,8	18,61	97,9	95,6
101	2	Leve	860	7,5	2,2	18,45	97,0	95,1
102	-1	Leve	860	7,4	-0,6	18,87	99,2	84,7

† Desvio do teor em água em relação ao teor em água ótimo do ensaio de compactação de referência.

* Leve = Energia de compactação leve; Reduzida = Energia de compactação com 14 pancadas, com o pilão leve; Pesada = Energia de compactação pesada.

†† G_c = Grau de compactação em relação ao peso volumico seco máximo do ensaio de compactação de referência.

^(a) Ensaios preliminares, para aferir altura do tanque de montante.

^(b) O tanque foi elevado cerca de 150 mm, após 30 minutos sem qualquer erosão relevante visível a partir de jusante.

^(c) O tanque foi elevado cerca de 250 mm, após 30 minutos sem qualquer erosão relevante visível a partir de jusante.

6.2 – Tipos de ensaios

6.2.1 – Ensaios preliminares para aferição do gradiente hidráulico

Os primeiros quatro ensaios (001, 002, 002a e 003) foram conduzidos em provetes preparados com energia de compactação leve, com o objetivo de aferir o gradiente hidráulico a considerar, que resultasse em erosão relevante na generalidade dos provetes a ensaiar com diferentes condições de compactação.

Os ensaios 001 e 002, com provetes preparados logo após a compactação com teor em água de compactação, respetivamente, de 12,4 e 14%, foram realizados com um gradiente hidráulico de 3,5. Em ambos os ensaios o furo pré-formado colmatou no início do ensaio (em menos de 10 minutos). Nos ensaios posteriores, os provetes apenas foram colocados na célula de ensaio, no mínimo, duas horas após a compactação.

No provete do ensaio 002a, com características de compactação semelhantes às do ensaio 002, impôs-se, inicialmente, uma perda de carga igualmente de 400 mm. Após cerca de 30 minutos sem qualquer erosão relevante, visível a partir da câmara de jusante da célula de ensaio, elevou-se o tanque cerca de 155 mm. A partir dessa fase foi observado o início de erosão do furo após cerca de 10 minutos, tendo o ensaio decorrido por mais 90 minutos. No final do ensaio foi determinado o diâmetro médio do furo final de cerca de 15 mm.

Saliente-se que, para semelhantes condições de compactação e igual ação hidráulica ocorreram fenómenos distintos, tendo sido apenas alterado o tempo de espera do provete após compactação.

No ensaio 003, com provete compactado com teor em água de 15,6 % e com perda de carga de 555 mm (semelhante à do ensaio 002a após elevação do tanque de montante), não foi observada qualquer erosão significativa no furo pré-formado ao fim de 30 minutos. Optou-se por elevar o tanque cerca de 250 mm, tendo sido observada erosão moderada do furo ao fim de 120 minutos.

Os restantes ensaios foram realizados com desnível entre os depósitos a montante e a jusante de cerca de 900 mm. O Quadro 4 permite observar que, nestes ensaios, apesar da cota de água nos tanques ser constante, a perda de carga entre os topos do provete, obtida com recurso à medição dos níveis piezométricos, variou entre 850 mm e 900 mm. Esta situação justifica-se por uma variação da perda de carga, entre o tanque de montante e o topo de montante do provete, essencialmente, devido à variação da compacidade do cascalho rolado, colocado na câmara de montante. Adicionalmente, a variação da perda de carga ao longo do provete, entre ensaios, poderá dever-se à diferente estrutura interna dos provetes, devido à compactação e à expansibilidade do solo confinante com o furo.

6.2.2 – Ensaios realizados após compactação

Foram conduzidos 7 ensaios (004 a 007a) em provetes preparados com energia de compactação “reduzida” (inferior ao ensaio de referência) com diferentes teores em água. O ensaio 004a resultou da repetição do ensaio 004, em que o furo do provete colmatou completamente ao fim de 6 minutos. Os ensaios 006a e 007a foram conduzidos para confirmar o comportamento observado, respetivamente, nos ensaios 006 e 007. Nestes ensaios o furo pré-formado praticamente não sofreu erosão, à parte de um ligeiro desmoronamento dos topos, observado na generalidade dos ensaios.

Adicionalmente, foram conduzidos 4 ensaios (008 a 011) em provetes preparados com compactação leve. Na totalidade destes ensaios ocorreu erosão relevante do furo pré-formado.

Foram ainda conduzidos 7 ensaios (012 a 015a) em provetes preparados com compactação pesada com diferentes teores em água. O ensaio 012a resultou da repetição do ensaio 012, em que o furo do provete colmatou completamente ao fim de 23 minutos. Os ensaios 014a e 015a foram conduzidos para confirmar o comportamento observado no ensaio 014 e 015, respetivamente, em que o furo pré-formado praticamente não sofreu erosão.

6.2.3 – Ensaios realizados após molhagem do furo

A evolução da abertura de uma descontinuidade (fissura ou furo), devida à expansão do solo em função do grau de saturação e da pressão da água, é um fator importante na avaliação das características de erosão do solo. A diminuição da dimensão da descontinuidade devido à expansibilidade do solo poderá contrabalançar o valor da abertura inicial acrescida do aumento devido à erosão, podendo produzir a colmatação da descontinuidade (Maranha das Neves, 1991).

Maranha das Neves (1991), com recurso ao ensaio de erosão de fissuras, observou um valor médio da expansão de 2,38 mm, num material residual de xisto (com 50% de finos). Este valor resultou da introdução de água, numa fissura estabelecida entre uma placa de vidro acrílico e a parede de um provete, com uma geometria hemi-cilíndrica, obtido através da divisão de uma amostra tipo *Proctor*.

Para avaliar a influência da molhagem do furo pré-formado foram efetuados dois ensaios *HET* adicionais. Estes ensaios foram conduzidos com provetes compactados com a energia leve e com um desvio do teor em água de 2% (ensaio 101) e de -1% (ensaio 102), em relação ao valor ótimo do ensaio de compactação de referência. Pretendeu-se verificar provetes com desvio do teor em água para ambos os ramos da curva de compactação.

Nestes ensaios, após compactação e furação do provete, o molde foi colocado numa base impermeabilizada com plasticina na zona do alinhamento do furo.

O furo foi preenchido lentamente e no sentido ascendente, com recurso a uma seringa, para evitar o aprisionamento de ar.

Foi então introduzido um tubo, com diâmetro exterior de 6 mm, no interior do furo devidamente selado com plasticina e com silicone. O tubo foi preenchido com água até cerca de 8 cm acima do topo do provete (*cf.* a Fig. 15). Os provetes permaneceram nestas condições durante 48 horas, tendo sido mantido constante o nível de água.



Fig. 15 – Molhagem prévia do furo pré-formado (ensaio 102).

Após o referido período de molhagem, retirou-se o tubo de borracha e procedeu-se à estimação do diâmetro do furo pré-formado e da quantidade de material depositada no fundo do furo. Para tal foi sendo introduzido no furo uma série de varetas lisas de aço com diâmetro sucessivamente superior. A dimensão do furo final foi estimada com base na vareta com máximo diâmetro que se conseguiu introduzir manualmente. Esses valores encontram-se indicados no Quadro 5.

Quadro 5 – Características do furo pré-formado após molhagem.

Provete do ensaio n.º	Diâmetro do furo após molhagem (mm)	Altura de material depositado no fundo (mm)
101	5,6	7
102	5	10

O diâmetro do furo do provete do ensaio 101 apresentou uma variação de apenas 7% por ação da molhagem. Refira-se que este provete foi compactado com um grau de saturação elevado

($S_r = 95,1\%$ - Quadro 4). No ensaio 102, em que o provete foi compactado com grau de saturação de 84,7%, observou-se uma variação de cerca de 17% no diâmetro do furo.

A menor expansibilidade observada nos ensaios HET, em relação à do ensaio de erosão de fissuras, apresentado anteriormente, poderá resultar do maior confinamento do material na zona do furo, face à que existe na parede da fissura, e do tipo de solo.

Foram realizados ensaios HET sobre os provetes submetidos a molhagem prévia (ensaios 101 e 102), não tendo sido observada erosão relevante em ambos.

7 – RESULTADOS DE ERODIBILIDADE DOS ENSAIOS

No Quadro 6 apresenta-se um resumo dos principais resultados obtidos nos ensaios HET realizados.

São indicados os ensaios em que o furo colmatou numa fase inicial do ensaio, os ensaios em que o furo praticamente não apresentou erosão e os ensaios em que se determinaram os parâmetros de erodibilidade, I_{HET} e τ_c .

Quadro 6 – Resumo dos principais resultados dos ensaios HET.

Nº. dos ensaios HET	Resumo dos principais resultados
001, 002, 004, 012	Furo colmatou numa fase inicial do ensaio
003, 006, 007, 007a, 014, 014a, 015, 015a, 101, 102	Furo praticamente não erodiu
002a, 004a, 005, 006a, 008, 009, 010, 011, 012a, 013	Determinados parâmetros de erosão, I_{HET} e τ_c

7.1 – Caudais percolados através do furo pré-formado dos provetes

Na Fig. 16 apresenta-se a evolução do caudal percolado através do furo pré-formado dos provetes 001 e 012, em que ocorreu colmatagem. Não se dispõe do registo relativo aos ensaios 002 e 004, em que também ocorreu a colmatagem completa do furo numa fase inicial do ensaio.

O ensaio 012 foi conduzido com uma perda de carga cerca de duas vezes superior à do ensaio 001. Os ensaios 001, 004 e 012 foram conduzidos em provetes preparados, respetivamente, com compactação leve, “reduzida” e pesada, com variação de teor em água superior a 1%, no ramo seco, em relação ao valor ótimo do ensaio de compactação de referência. O ensaio 002 foi conduzido para energia de compactação leve e para teor em água ligeiramente abaixo do ótimo.

Na Fig. 17 apresenta-se o registo temporal do caudal percolado através do furo pré-formado dos provetes nos ensaios em que foi possível determinar os parâmetros de erosão, nomeadamente, o índice de erosão, I_{HET} , e a tensão de corte crítica, τ_c . Nesta figura não se encontram representados os resultados dos ensaios preliminares.

Na generalidade dos ensaios observa-se um padrão de comportamento, em que, num período inicial, o caudal, percolado através do furo pré-formado, é tendencialmente crescente, mas a uma taxa reduzida. Na fase final do ensaio observa-se um rápido incremento do caudal.

7.2 – Estimativa da evolução do diâmetro do furo pré-formado

A estimativa da evolução ao longo do ensaio do diâmetro do furo pré-formado, D_t , e da sua taxa, dD_t/dt , foi efetuada conforme descrito no ponto 3.2.

Na Fig. 18 apresentam-se, como exemplo, os resultados obtidos no ensaio 008.

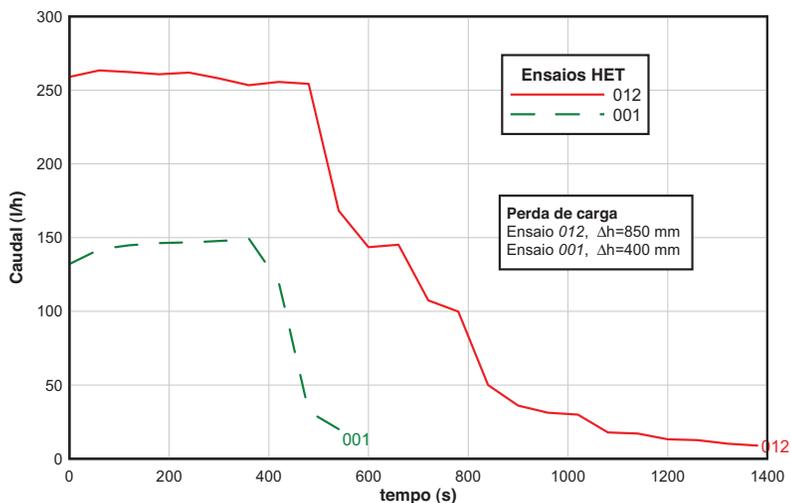


Fig. 16 – Evolução dos caudais percolados através dos furos pré-formados dos provetes 001 e 012, em que ocorreu colmatação do furo.

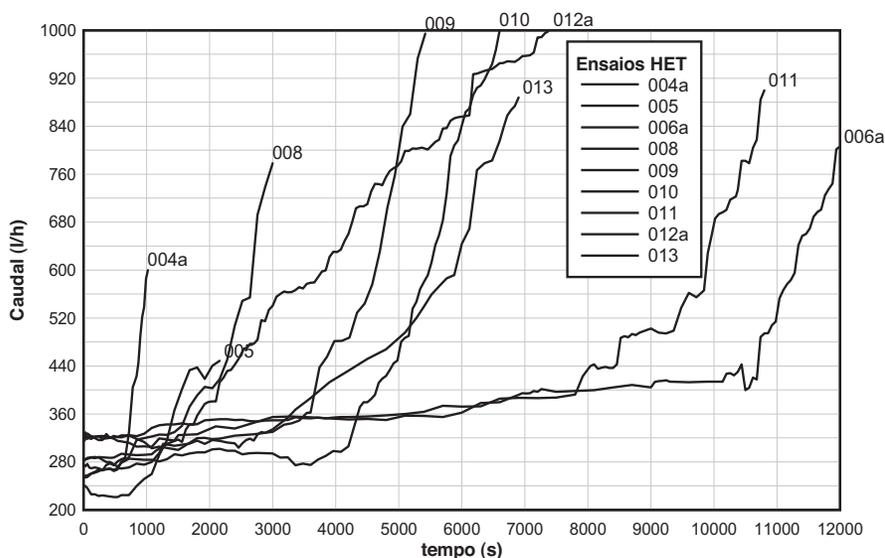


Fig. 17 – Evolução dos caudais nos ensaios de determinação dos parâmetros de erodibilidade.

Neste ensaio foi estimado um diâmetro final do furo de 18 mm, com recurso ao molde de parafina. A evolução do diâmetro do furo, D_f , foi obtida através da equação (16), considerando condições de escoamento turbulento, com base na evolução do caudal percolado pelo furo, representado na Fig. 17, e da perda de carga, obtida por medição da altura piezométrica a montante e a jusante do provete.

No Quadro 7 apresenta-se as características do escoamento através do furo pré-formado do provete, no início e no final do ensaio 008. O valor do número de Reynolds, R_e , superior a 4000 durante o ensaio, permite verificar que o escoamento é efetivamente turbulento.

Quadro 7 – Velocidade do escoamento e condições de escoamento no início e final do ensaio 008.

Diâmetro do furo	\bar{v} (m/s)	R_e	Tipo de escoamento
Inicial, $D_0 = 6$ mm	2,72	$\approx 14\ 000$	Turbulento
Final, $D_f = 18$ mm	0,81	$\approx 13\ 000$	Turbulento

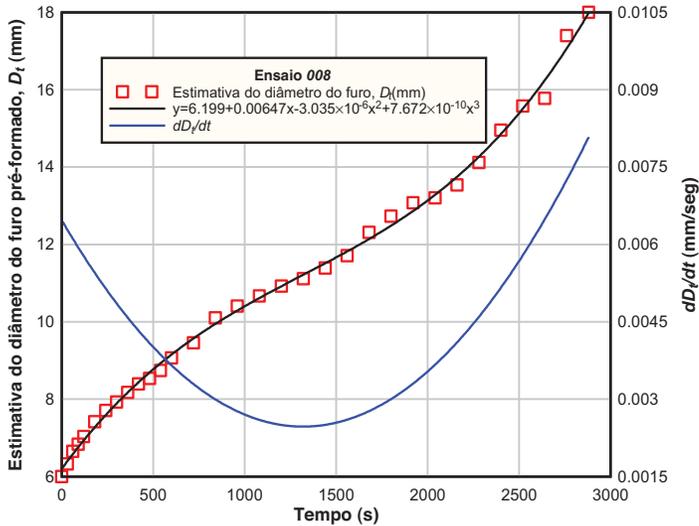


Fig. 18 – Estimativa do diâmetro do furo, D_f , e de dD_f/dt (ensaio 008).

7.3 – Estimativa do índice de taxa de erosão e tensão de corte crítica

A estimativa do índice de taxa de erosão, I_{HET} , e da tensão de corte crítica, τ_c , foi efetuada conforme descrito nos passos indicados no ponto 3.3.

Na Fig. 19 apresenta-se, como exemplo, a evolução da taxa de erosão por unidade de área, $\hat{\epsilon}_p$, em função da tensão de corte, τ , para o ensaio 008.

Na generalidade dos ensaios, na fase inicial, essa curva apresenta uma diminuição progressiva de $\hat{\epsilon}_p$ para um aumento de τ . Wan e Fell (2002) atribuem esse comportamento ao facto, de, na fase inicial do ensaio, o solo em redor do furo se apresentar perturbado devido ao processo de furação.

Adicionalmente, considera-se que a eventual expansibilidade do solo na parede do furo, devido à molhagem, poderá ser um fator determinante nesse comportamento observado na fase inicial do ensaio. Este assunto será referido com mais detalhe no ponto 8.4.

Após a fase descrita, a taxa de erosão aumenta com a tensão de corte, podendo ser aproximada a uma reta. O declive da reta permite determinar o coeficiente de erosão, k_{er} , e o respetivo índice de erosão, $I_{HET} = -\log(k_{er})$. A interseção da reta com o eixo das abcissas permite determinar a tensão de corte crítica, τ_c . Como exemplo, no ensaio 008, a análise da curva $\tau_i \sim \hat{\epsilon}_p$, apresentada na Fig. 19, permitiu obter os seguintes parâmetros: $k_{er} = 5,87 \times 10^{-5}$ s/m, $I_{HET} = 4,24$ e $\tau_c = 153,5$ N/m².

7.4 – Resumo dos parâmetros de erosão (I_{HET} e τ_c) resultantes dos ensaios HET

Na Fig. 20, para cada ensaio *HET* em que ocorreu aumento relevante do diâmetro do furo pré-formado, representa-se a reta que resulta da análise da curva experimental $\tau_i \sim \hat{\epsilon}_p$, obtida por regressão linear, no ramo em que $\hat{\epsilon}_p$ é crescente com a tensão de corte.

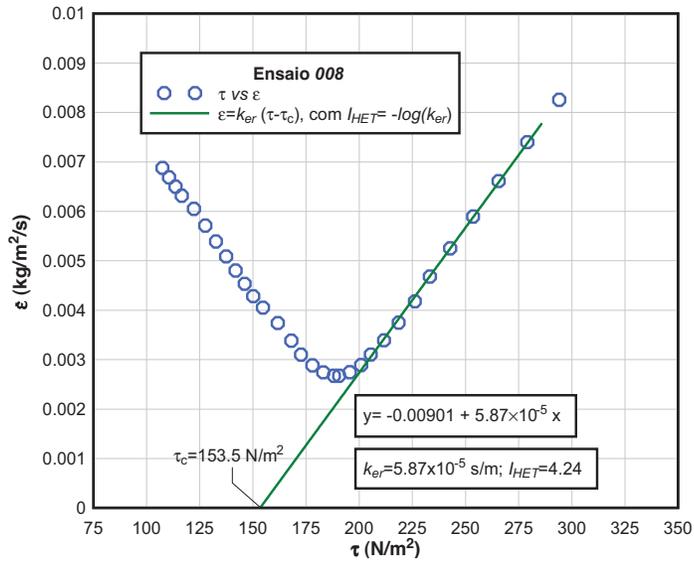


Fig. 19 – Estimação dos parâmetros de erosão, I_{HET} e τ_c (ensaio 008).

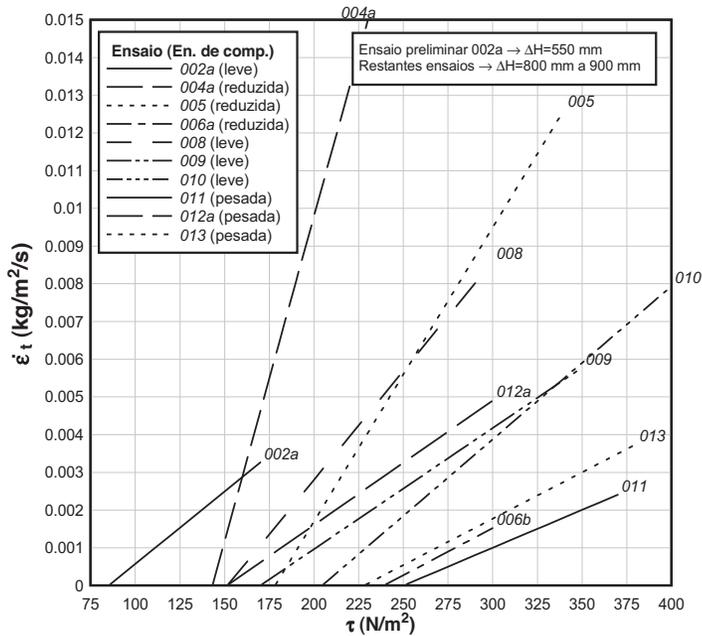


Fig. 20 – Regressões lineares resultantes das curvas $\tau_t \sim \dot{\epsilon}_t$ dos ensaios HET.

Os ensaios em que se observou uma maior erodibilidade correspondem aos que apresentam as retas de regressão com maior inclinação.

No Quadro 8 apresenta-se o resumo dos parâmetros de erosão, I_{HET} e τ_c , obtidos em cada ensaio. São igualmente apresentadas as principais características de compactação dos provetes utilizados nos ensaios.

Quadro 8 – Resumo dos resultados dos parâmetros de erosão dos ensaios *HET*.

Ensaio n.º	Energia de compactação *	Δh (mm)	Δw (%)	G_c (%)	S_r (%)	I_{HET} †	τ_c (N/m ²)*
002a	Leve ^(a)	550	-0,4	98,6	84,2	4,40	85,2
003	Leve	800	1,2	98,9	94,6	>6	ND
004a	Reduzida	880	-1,3	89,0	58,9	3,76	143,2
005	Reduzida	880	-0,1	93,6	73,8	4,11	178,2
006	Reduzida	850	0,4	96,2	82,7	>6	ND
006a	Reduzida	880	0,8	96,1	84,7	4,60	239,1
007	Reduzida	880	1,8	95,9	89,7	>6	ND
007a	Reduzida	875	1,6	96,8	91,0	>6	ND
008	Leve	800	-1,1	98,1	79,2	4,24	151,5
009	Leve	880	-0,1	100,0	90,0	4,49	170,0
010	Leve	880	0,8	99,3	93,4	4,39	204,5
011	Leve	880	1,9	97,4	94,7	4,70	250,2
012a	Pesada	885	-1,3	104,4	95,7	4,48	151,4
013	Pesada	880	-0,2	101,9	95,3	4,61	228,0
014	Pesada	900	0,8	99,9	95,5	>6	ND
014a	Pesada	880	1,2	99,0	95,2	>6	ND
015	Pesada	860	1,9	97,6	95,3	>6	ND
015a	Pesada	870	1,8	97,9	95,6	>6	ND
101	Leve	860	2,2	97,0	95,1	>6	ND
102	Leve	860	-0,6	99,2	84,7	>6	ND

† Foi atribuído $I_{HET} > 6$ aos furos que, ao fim de 3 horas de ensaio, não apresentaram erosão.

* ND= não foi possível determinar dado que o furo não apresentou erosão relevante ($I_{HET} > 6$).

^(a) Ensaio preliminar.

Nos casos em que, após 3 horas de ensaio, não houve erosão relevante do furo pré-formado atribuiu-se um índice de erosão, I_{HET} , superior a 6 (erosão extremamente lenta). Nestes casos não foi possível determinar a tensão de corte crítica, dado que a tensão de corte, aplicada no furo pré-formado, não foi suficiente para provocar erosão.

À exceção das situações referidas, o índice de erosão, I_{HET} , variou entre 3,76 (ensaio 004a) e 4,70 (ensaio 011).

O índice representativo de taxa de erosão, \tilde{I}_{HET} , deverá ser próximo ao I_{HET} do ensaio 005 (provetes com teor em água ótimo e grau de compactação próximo de 95%). De acordo com a classificação indicada no Quadro 1, para este material, a erosão através de uma fuga concentrada poderá ser considerada como moderadamente lenta, ou seja, \tilde{I}_{HET} entre 4 e 5.

8 – ANÁLISE DOS RESULTADOS

Neste capítulo são analisados os parâmetros de erosão resultantes da interpretação dos ensaios *HET*, realizados em provetes, do mesmo material, compactados com três energias de compactação distintas.

No ponto 8.1 é analisada a influência do teor em água de compactação na resistência do solo à erosão. No ponto 8.2 são representados os parâmetros de erodibilidade de cada ensaio nas respetivas curvas de compactação. No ponto 8.3 são analisados os fatores que contribuem para a

susceptibilidade de colmatção do furo pré-formado. No ponto 8.4 é analisada a influência da saturação prévia das paredes do furo pré-formado na avaliação da progressão da erosão. Por fim, no ponto 8.5, são efetuadas algumas considerações relativas à influência do tempo de ensaio, nos casos em que não ocorreu erosão significativa.

8.1 – Influência do teor em água de compactação na erodibilidade do material

Na Fig. 21 e na Fig. 22 apresentam-se os gráficos que representam a influência do teor em água de compactação, w , respetivamente, no índice de erosão, I_{HET} , e na tensão de corte crítica, τ_c . Os resultados encontram-se agrupados por ensaios associados à mesma energia de compactação. Indicam-se as zonas correspondentes ao ramo seco e ao ramo húmido da curva de compactação do ensaio de referência, bem como o respetivo teor em água ótimo.

A análise desses gráficos permite efetuar as seguintes considerações.

A energia de compactação e o teor em água de compactação influenciam fortemente o índice de taxa de erosão, I_{HET} , e a tensão de corte crítica, τ_c .

Para provetes compactados com a mesma energia de compactação, observa-se uma tendência geral para o incremento da resistência à erosão (aumento de I_{HET} e de τ_c) com o aumento do teor em água de compactação. Excetua-se apenas o resultado obtidos no ensaio 010.

No ensaio 010, cujo provete foi obtido com energia de compactação leve, observou-se uma ligeira diminuição do I_{HET} , quando se aumentou o teor em água de compactação em +1%, em relação ao valor obtido no provete compactado próximo do ponto ótimo (ensaio 009), que apresenta máximo peso volúmico seco.

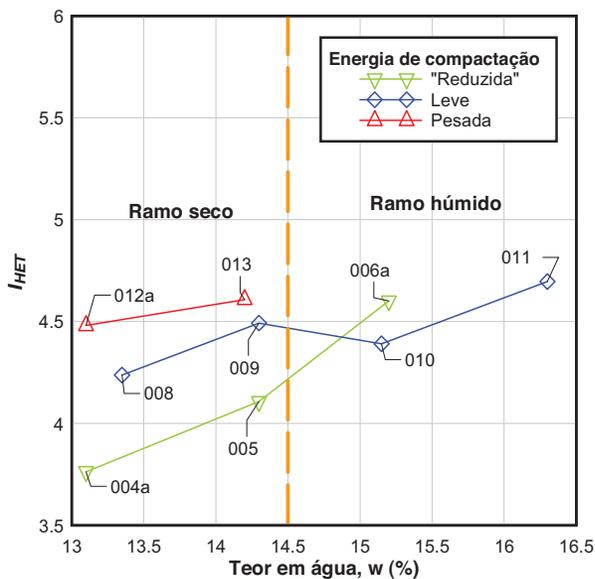


Fig. 21 – Influência do teor em água no I_{HET}

Para os provetes compactados com teores de água inferiores ao valor ótimo do ensaio de compactação de referência, observa-se, para um teor em água de compactação semelhante, um significativo aumento de I_{HET} quando se aumenta a energia de compactação.

Para os provetes compactados no ramo húmido, para as energias diferentes da normal, parece existir um valor a partir do qual não há erosão, função do desvio em teor em água.

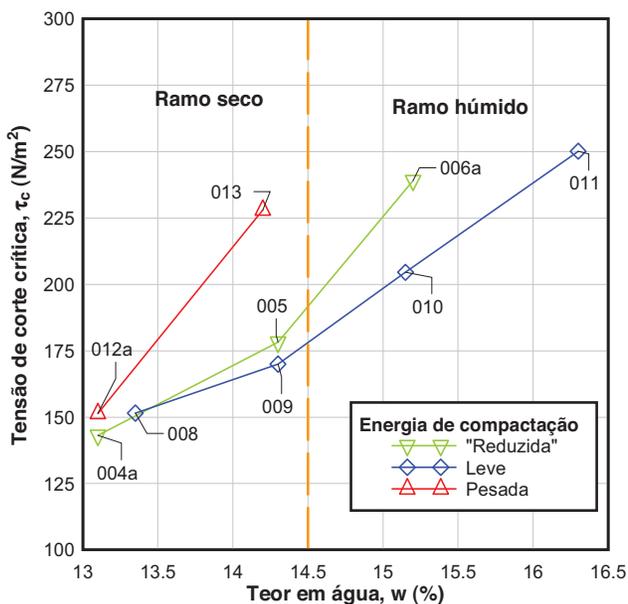


Fig. 22 – Influência do teor em água na τ_c .

Para os provetes compactados com a mesma energia de compactação a tensão de corte crítica tende a aumentar com o teor em água. Adicionalmente, para provetes compactados com teor de água próximo do valor ótimo de referência e para o ramo húmido a tensão de corte tende a aumentar com a energia de compactação.

8.2 – Parâmetros de erodibilidade representados nas curvas de compactação

Na Fig. 23 e na Fig. 24 apresentam-se os gráficos que representam a influência combinada do teor em água de compactação e do peso volúmico seco, respetivamente, no índice de erosão I_{HET} e na tensão de corte crítica, τ_c . Os resultados encontram-se agrupados por ensaios associados à mesma energia de compactação, indicando-se as correspondentes curvas de compactação. Adicionalmente, indicam-se as curvas relativas a grau de saturação de 100%, 90%, 80% e 70%.

A análise desses gráficos permite efetuar as considerações, relativas à influência combinada de w e de γ_d na resistência à erosão do solo, indicadas na sequência.

A máxima capacidade do solo resistir à erosão não ocorre para as condições de compactação associadas ao ponto ótimo da curva de compactação de referência.

Um provete compactado com um peso volúmico seco maior e do lado húmido, relativamente ao teor em água ótimo do ensaio de referência, apresenta, em geral, maior I_{HET} (maior resistência à progressão da erosão, uma vez iniciada) que outro provete compactado com um peso volúmico seco menor e do lado seco.

Para provetes compactados com energia de compactação “reduzida”, observa-se uma tendência geral para o incremento da resistência à erosão, aumento de I_{HET} e de τ_c , para peso volúmico seco crescente.

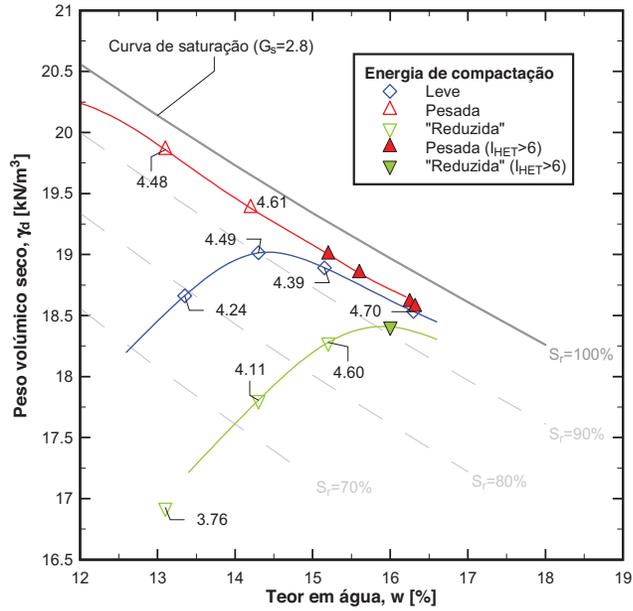


Fig. 23 – I_{HET} representado nas curvas de compactação.

Para provetes compactados com energia de compactação pesada, observa-se um incremento significativo no I_{HET} e na τ_c para aumento de γ_{db} no ramo seco, até ao valor máximo correspondente ao ensaio de compactação de referência.

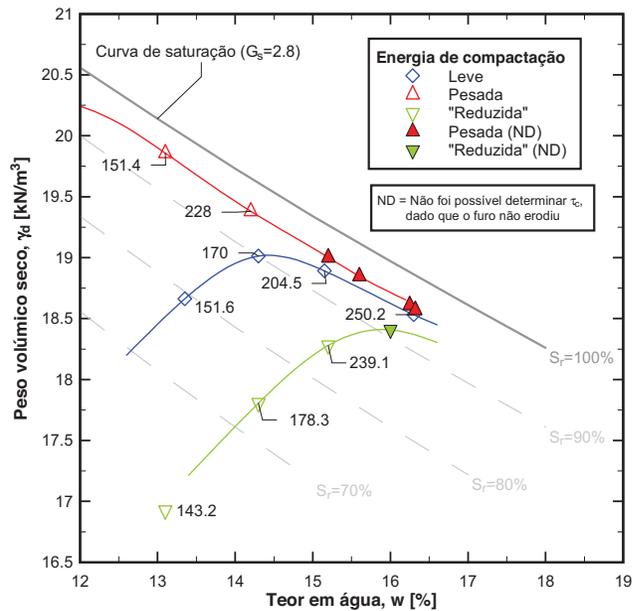


Fig. 24 – τ_c (N/m^2) representada nas curvas de compactação.

8.3 – Suscetibilidade para ocorrência de colmatação do furo pré-formado

No Quadro 9 apresentam-se algumas características dos ensaios em que ocorreu a colmatação do furo, nomeadamente, o desvio do teor em água de compactação em relação ao ótimo do ensaio de referência, a respetiva energia de compactação aplicada e a duração do ensaio. Na Fig. 16 apresenta-se a evolução do caudal registado no medidor de caudal para os ensaios 001 e 012.

Foi observada uma suscetibilidade para ocorrência da colmatação do furo pré-formado em provetes compactados no lado seco, em relação à curva de compactação do ensaio de referência, independentemente da energia de compactação aplicada.

Quadro 9 – Ensaios *HET* em que ocorreu a colmatação do furo pré-formado.

Ensaio n.º	Δw (%)	Energia de compactação	Duração do ensaio † (minutos)	Observações
001	-2	Leve	9	Provetes ensaiados imediatamente após compactação. Observada muita turbidez no efluente.
002	-0,4	Leve	10	
004	-1	Reduzida	6	Observada muita turbidez no efluente. O ensaio 004a foi efetuado para repetir este ensaio, tendo revelado uma erodibilidade moderadamente rápida.
012	-1,8	Pesada	23	Observada muita turbidez no efluente.

† Considerou-se que ocorreu a colmatação do furo pré-formado para caudal medido inferior a 25 l/h.

Atendendo que no ensaio *HET* não é colocado um filtro a jusante, considera-se que a colmatação do furo pré-formado apenas poderá ocorrer devido a dois mecanismos distintos:

Retenção no interior do furo de partículas erodidas (ou aglomerados de partículas), que atuam como filtro para partículas de dimensão sucessivamente menores. O material utilizado nos ensaios foi passado pelo peneiro n.º4 (4,75 mm), porém, existem partículas com forma alongada cuja máxima dimensão é superior a 6 mm (diâmetro inicial do furo), com potencial para ficarem retidas no interior do furo.

Colapso do furo, quando o material não é capaz de sustentar um tubo aberto após molhagem. Refira-se que este mecanismo não foi observado nos ensaios realizados.

8.4 – Influência da molhagem prévia da parede do furo pré-formado

Para avaliar a influência da expansão do solo devido a molhagem, foram realizados dois ensaios com provetes compactados com energia leve, para situações limite de variação do teor em água. Foi considerada uma variação de teor em água de compactação de +2% (ensaio 101) e de 1% (ensaio 102), em relação ao valor ótimo do ensaio de compactação de referência. Nestes ensaios procedeu-se, previamente, à molhagem do provete através da introdução de água no furo pré-formado (*cf.* descrito no ponto 6.2.3).

Conforme indicado no Quadro 5, observou-se, após o período de molhagem, uma diminuição do diâmetro inicial do furo (6 mm) de cerca de 0,4 mm e de 1 mm, respetivamente, nos provetes dos ensaios 101 e 102. A maior expansibilidade do material do provete do ensaio 102 resulta deste ter sido compactado com um grau de saturação substancialmente menor que o provete 101.

Porém, a diminuição do diâmetro do furo por expansão do material poderá ter contribuído para uma redução da tensão de corte hidráulica aplicada (*cf.* a equação (3)), dado que os ensaios *HET*

101 e 102 não revelaram erosão relevante, para além de um ligeiro desmoronamento dos topos do provete, ao fim de 3 horas de ensaio.

Os ensaios 101 e 102 foram conduzidos em provetes com condições de compactação semelhantes aos ensaios, respetivamente, 011 ($I_{HET} = 4,7$; $\tau_c = 250,2 \text{ N/m}^2$) e 008 ($I_{HET} = 4,24$; $\tau_c = 151,5 \text{ N/m}^2$), em que não se efetuou molhagem prévia do furo. Nestes últimos foi observada erosão moderada, tendo sido possível determinar os parâmetros de erosão. A erosão ocorrida na fase inicial ter-se-á desenvolvido a uma taxa superior à da expansão do solo por molhagem. Este efeito conjunto poderá também justificar a observação experimental verificada no início da generalidade dos ensaios, em que as curvas $t \sim dD_i/dt$ (Fig. 18) e $\tau_i \sim \dot{\epsilon}_i$ (Fig. 19), apresentam um tramo descendente.

Imediatamente após o final dos ensaios, foi recolhida uma amostra, a meia secção do provete de solo, na periferia do furo pré-formado, para determinação do teor em água. Foi obtido um teor em água de 16,6 %, para o provete do ensaio 101 (valor idêntico ao teor em água de compactação), e de 15,4 %, para o provete do ensaio 102 (acréscimo de +1,6%).

8.5 – Influência do tempo de ensaio

Nos ensaios em que não ocorreu erosão no interior do furo pré-formado ao fim de um período de 3 horas, considerou-se que a tensão de corte hidráulica aplicada no início do ensaio é inferior à tensão de corte crítica do solo, para as condições de compactação do respetivo provete.

Para avaliar a influência, na resistência à erosão do solo, de uma duração de ensaio superior, os ensaios 101 e 102, em que não ocorreu erosão relevante, ao fim de 3 horas foram prolongados por um período de tempo muito superior. No Quadro 4 apresentam-se as características de compactação destes provetes.

No Quadro 10 e no Quadro 11 apresenta-se uma síntese das ações realizadas no decurso dos ensaios, respetivamente, 101 e 102, e transcrevem-se as observações mais relevantes. É igualmente apresentado o caudal medido em cada fase notável dos ensaios.

No ensaio 101 o provete foi submetido a dois períodos de 24 horas, em que se fez passar água continuamente através do furo pré-formado, com uma perda de carga total constante de cerca de 860 mm. Entre esses dois períodos a válvula de montante encontrava-se fechada e a água no tanque de jusante à cota 200 mm (acima do eixo do furo pré-formado).

Durante a totalidade da duração do ensaio o caudal percolado variou apenas 80 l/h, resultado, essencialmente, do ligeiro desmoronamento dos topos do provete (principalmente do lado de jusante) por ausência de suporte lateral.

Apesar do elevado volume de água percolado através do furo (15 400 litros), numa duração total de 48 horas, não foi observada erosão relevante.

Este resultado é consistente com os obtidos por Maranha das Neves (1991), através de ensaios de erosão de fissuras de muito longa duração (cerca de 26 dias), com pressão de água constante de 50 kPa. O autor conduziu um ensaio num solo residual de xisto (teor em água ótimo de 16,6%), em que, ao fim de cerca de 19 000 litros de água percolados, através de uma fenda de 5 mm de espessura, as erosões foram extremamente reduzidas.

No ensaio 102 o provete foi submetido a passagem de água através do furo pré-formado, durante um período inicial de 3 horas, com uma perda de carga total constante de cerca de 860 mm.

O menor caudal verificado no início do ensaio 102 (230 l/h), face ao registado no ensaio 101 (250 l/h), resulta do diâmetro inicial do furo pré-formado ser ligeiramente inferior (*cf.* indicado no Quadro 5).

Após o período inicial do ensaio, fechou-se a válvula de controlo a montante da célula de ensaio. A válvula foi reaberta 16 horas depois, tendo o provete sido sujeito a ação erosiva durante um período adicional de 8 horas. Neste período não ocorreu erosão relevante do material.

Quadro 10 – Descrição do ensaio *101*, iniciado a 2010-03-18 e finalizado a 2010-03-22.

Tempo (horas)	Caudal (l/h)	Ação realizada	Observações
0	250	Abertura da válvula de controlo de montante.	Início do ensaio. Foi observado um efluente límpido.
½	290	-	Registado um ligeiro aumento do caudal, essencialmente, devido a um ligeiro desmoronamento dos topos do provete.
3	307	-	Não foi observada erosão relevante. Efluente límpido.
19	320	Fecho da válvula de controlo. Reabertura após 5 minutos.	Após reabertura da válvula, observou-se um ligeiro desmoronamento do topo de jusante do provete e o caudal aumentou ligeiramente para os 330 l/h.
24	335	Fecho da válvula de controlo.	O interior do furo praticamente não sofreu erosão. Durante este período de ensaio, o medidor de caudal registou um volume total de água de cerca de 7500 litros.
72	332	Reabertura da válvula de controlo de montante, após um período de 48 horas.	Após reabertura da válvula, não foi observado o transporte de partículas e o efluente encontrava-se límpido. O caudal medido era semelhante ao registado antes do fecho da válvula.
96	330	Fecho da válvula de controlo.	Neste período o caudal praticamente não variou. Desde o início do ensaio, no furo pré-formado passou um volume total de água de $7500\text{ l} + 7900\text{ l} = 15\ 400\text{ litros}$. Após desmontagem do equipamento foi observado que o interior do furo praticamente não sofreu erosão.

Maranha das Neves (1991), através de ensaios de erosão de fissuras, observou uma importante contribuição da ação gravítica (dependente da orientação da fissura) no comportamento erosivo dos materiais estudados (solos residuais de xisto e de granito), em que fissuras inclinadas, com escoamento descendente, apresentaram maior erosão.

Assim, no ensaio *102*, previamente à reabertura da válvula de controlo de montante, inclinou-se a célula de ensaio 20° com a horizontal, de forma a obter escoamento descendente. Imediatamente após a reabertura da válvula de montante, o caudal medido foi semelhante ao verificado no final da anterior fase de ensaio. Porém, após alguns segundos o efluente ficou turvo e foi observado o transporte de partículas de dimensão grossa. Esta situação estabilizou ao fim de cerca de 20 minutos. O ensaio foi prolongado durante mais 2h:40m e, apesar das condições mais desfavoráveis a que o provete foi sujeito, não foi observada erosão relevante do furo pré-formado.

Relembra-se que os provetes dos ensaios *101* e *102*, previamente à colocação na célula de ensaio, foram submetidos a molhagem durante um período de 48 horas, através da introdução de água no furo.

Quadro 11 – Descrição do ensaio 102, iniciado a 2010-03-22 e finalizado a 2010-03-24.

Tempo (horas)	Caudal (l/h)	Ação realizada	Observações
0	230	Abertura da válvula de controlo de montante.	Início do ensaio. Foi observada alguma turbidez inicial que desapareceu ao fim de 1 minuto.
¼	250	-	Registado um ligeiro aumento do caudal, essencialmente, devido a um ligeiro desmoronamento dos topos do provete.
1	260	-	Não foi observada erosão relevante. Água límpida.
3	260	Fecho da válvula de controlo.	A válvula de controlo de montante foi fechada. Durante este período de ensaio, o medidor de caudal registou um volume total de água de cerca de 700 lts.
18	258	Reabertura da válvula de controlo de montante, após um período de 48 horas. ⁽⁴⁾	Imediatamente após reabertura da válvula, a água apresentava-se com alguma turbidez, que desapareceu completamente ao fim de 30 segundos. O caudal medido semelhante ao registado antes do fecho da válvula.
26	247	Fecho da válvula de controlo.	Após mais 8 horas de ensaio, o interior do furo praticamente não sofreu erosão. A válvula de montante foi fechada. Durante este período de ensaio, o medidor de caudal registou um volume total de água de cerca de 2000 litros.
42	250	Inclinação da célula de ensaio 20° (escoamento descendente). Reabertura da válvula após um período de 16 horas. ⁽⁴⁾	Inicialmente, foi observada alguma turvação na água e o transporte de partículas mais grossas. Após 20 minutos o caudal estabilizou nos 260 l/h.
45	265	Fecho da válvula de controlo.	Ao fim de mais 3 horas de ensaio o caudal praticamente não sofreu alteração. Desde o início do ensaio, no furo pré-formado passou um volume total de água de 2700 l + 800 l = 3500 litros. Após desmontagem do equipamento foi observado que o interior do furo praticamente não sofreu erosão.

⁽⁴⁾ O nível de água do tanque de jusante era de 200 mm, acima do eixo do furo pré-formado.

9 – CONSIDERAÇÕES FINAIS

Neste artigo foi avaliada a erodibilidade, através de uma fuga concentrada, de um solo parcialmente saturado, de alteração de um maciço xisto-grauváquico, num aterro de uma barragem, para várias condições de compactação.

Para a construção do aterro é assumida uma curva de compactação laboratorial de referência (compactação leve). Para atender a situações, de campo, associadas a compactação deficiente ou a sobre-compactação, foram também ensaiados provetes obtidos com energia de compactação, respetivamente, inferior e superior à curva de compactação de referência.

O estudo efetuado permitiu observar uma influência relevante do teor em água de compactação na erodibilidade do material ensaiado. Em geral, provetes compactados com maior teor em água resultam num comportamento associado a maior resistência à erosão através da descontinuidade pré-formada (maior índice de erosão). Porém, para condições semelhantes de teor em água de compactação, um aumento do peso volúmico seco não resulta, necessariamente, em condições associadas a menor erodibilidade.

Foi ainda identificado que os ensaios realizados com colmatação do furo pré-formado ocorreram em provetes compactados no lado seco, em relação à curva de compactação do ensaio de referência, independentemente da energia de compactação aplicada.

Os ensaios adicionais realizados, em que se procedeu a molhagem prévia do solo na zona da descontinuidade, mostraram ainda a importância da expansibilidade do solo, na fase de progressão da erosão tubular. Nestes ensaios observou-se uma alteração significativa no comportamento erosivo do solo (muito menos erosão), em relação a ensaios realizados sem molhagem, em provetes com condições semelhantes de compactação e para as mesmas condições hidráulicas exteriores aplicadas ao provete.

A análise efetuada baseia-se em ensaios laboratoriais, realizados em provetes parcialmente saturados. Assim, considera-se que este estudo é particularmente relevante para a fase do primeiro enchimento da albufeira, em que possa existir uma descontinuidade, que atravessa transversalmente o aterro, não detetada durante a fase de construção.

Os ensaios de longa duração efetuados reforçaram a hipótese assumida de apenas existir erosão significativa num solo, com determinadas condições de compactação, caso as condições hidráulicas forem suficientes para originar tensões de corte na descontinuidade superiores a um dado valor crítico (tensão de corte crítica).

Refira-se que, dada a complexidade do fenómeno erosivo em solos, podem existir outros fatores, que não foram analisados, que influenciam a erodibilidade dos solos.

10 – AGRADECIMENTOS

Aos técnicos de experimentação do departamento de Geotecnia do LNEC que participaram na preparação das amostras e na condução dos ensaios. Em particular, aos técnicos Fernando Rodrigues, António Cardoso e Joaquim Remédios pela exemplar dedicação e rigor na execução das tarefas. Ao senhor Raul Póvoa pelo excelente trabalho de construção das peças do equipamento de ensaio.

11 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Alonso, E. (2005). *Compactage et comportement de sols fins humides*. Revue Française de Géotechnique, nº111, pp. 33-43.
- Arulanandan, K.; Perry, E.B. (1983). *Erosion in relation to filter design criteria in earth dams*. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, vol. 109(GT5), pp. 682-698.
- AS1289. 3.8.1 (1977). *Australian Standard (AS)1289. 3.8.1-1997, Methods of testing soil for engineering purposes, Method 3.8.1 - Soil classification tests - Dispersion - Determination of Emerson class number of a soil*.
- Bonelli, S.; Brivois, O.; Borghi, R.; Benahmed, N. (2006). *On the modeling of piping erosion*, Comptes Rendus Mécanique, 334(8-9), pp. 555-559.
- Cyril, G.; Yves-Henri, F.; Remi, B.; Chia-Chun, H. (2010). *Contact erosion at the interface between granular coarse soil and various base soils under tangential flow condition*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, vol. 136, nº 5, pp. 741-750.
- Fell, R.; Foster, M.; Cyganiewicz, J.; Sills, G.; Vroman, N.; Davidson, R. (2008). *A unified method for estimating probabilities of failure of embankment dams by internal erosion and piping (draft guidance document dated August 21, 2008)*. Report UNSW Document: UNICIV R 446, The University of New South Wales, URS, and US Army Corps of Engineers.

- Foster, M.; Fell, R. (1999). *A framework for estimating the probability of failure of embankment dams by internal erosion and piping using event tree methods*, Report UNICIV No. R-377, School of Civil and Environmental Engineering, The University of New South Wales, Sydney, Australia.
- Foster, M.; Fell, R. (2000). *Assessing embankment dam filters which do not satisfy design criteria*, Report UNICIV No.R-376, School of Civil and Environmental Engineering, The University of New South Wales, Sydney, Australia.
- Foster, M.; Fell, R. (2001). *Assessing embankment dam filters that do not satisfy design criteria*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, vol. 127, n° 5, pp. 398-407.
- Foster, M.; Fell, R.; Spannagle, M. (2000). *The statistics of embankment dam failures and accidents*. Canadian Geotechnical Journal, vol. 37, pp. 1000-1024.
- Hanson, G. (1991). *Development of a Jet Index to characterize erosion resistance of soils in earthen spillways*. Transactions of the ASAE, vol. 34, n° 5, pp. 2015-2020.
- ICOLD (1994). *Embankment dams - Granular filters and drains. Bulletin 095-1994*, In ICOLD. International Commission on Large Dams (ICOLD), Paris.
- Maranha das Neves, E. (1989). *Analysis of crack erosion in dam cores: the crack erosion test*. De Mello Volume: a tribute to Prof. Dr. Victor F.B. de Mello, São Paulo, Brazil, pp. 284-298.
- Maranha das Neves, E. (1991). *Comportamento de barragens de terra-enrocamento*, Tese de Doutorado, Universidade Nova de Lisboa - Faculdade de Ciências e Tecnologia (UNL - FCT), Lisboa, 371 p.
- Mínguez, R.; Delgado, F.; Escuder, I.; Membrillera, M.G. (2006). *Reliability assessment of granular filters in embankment dams*. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, vol. 30, n° 10, pp. 1019-1037.
- Santos, R.; Caldeira, L. (2008). *Processos de erosão interna em barragens de aterro e suas fundações*. Proc. XI Congresso Nacional de Geotecnia, Coimbra, Portugal, 7-11 de Abril, Vol.II, pp. 345-352.
- Santos, R.; Caldeira, L.; Maranhã das Neves, E. (2010). *Influência da energia de compactação na erodibilidade de um solo sujeito a uma fuga concentrada*. COBRAMSEG'2010, Gramado, Brasil.
- Shaikh, A.; Ruff, J.F.; Charlie, W.A.; Abt, S.R. (1988). *Erosion rate of dispersive and nondispersive clays*. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, vol. 114, n° 5, pp. 589-600.
- Sherard, J.L.; Dunnigan, L.P. (1989). *Critical filters for impervious soils*. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, vol. 115, n° 7, pp. 927-947.
- Sherard, J.L.; Dunnigan, L.P.; Decker, R.; Steele, E.F. (1976). *Pinhole test for identifying dispersive soils*. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, vol. 102, n°1, pp. 69-85.
- Vaughan, P.R.; Soares, H.F. (1982). *Design of filters for clay cores of dams*. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, vol. 108(GT1), pp. 17-31.
- Wan, C.F.; Fell, R. (2002). *Investigation of internal erosion and piping of the Slot Erosion Test and the Hole Erosion Test*. Report UNICIV No. R-412, School of Civil and Environmental Engineering, The University of New South Wales, Sydney, Australia.

- Wan, C.F.; Fell, R. (2004a). *Investigation of rate of erosion of soils in embankment dams*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, vol. 130, n° 4, pp. 373-380.
- Wan, C.F.; Fell, R. (2004b). *Laboratory tests on the rate of piping erosion of soils in embankment dams*. Geotechnical Testing Journal, vol. 27, n° 3, pp. 295-303.
- White, F.M. (1998). *Fluid Mechanics*. McGraw-Hill College.

SISTEMÁTICA PARA GESTÃO DE PASSIVOS AMBIENTAIS ASSOCIADOS A ESCORREGAMENTOS EM RODOVIAS

Systematics for the management of environmental liabilities related to landslides in highways

Célia Maria Garibaldi*

Lindolfo Soares**

Oswaldo Augusto Filho***

RESUMO – As rodovias desempenham papel fundamental nos programas de desenvolvimento de um país, e no Brasil em particular. Entretanto, a forma como foram implantadas e operadas geraram muitos impactos negativos ao meio ambiente, que constituem passivos ambientais rodoviários. Neste contexto, discute-se neste trabalho a sistemática desenvolvida para a caracterização, classificação, hierarquização e acompanhamento de passivos ambientais associados a escorregamentos, e sua aplicação na Rodovia Padre Manoel da Nóbrega. A sistemática foi desenvolvida apoiando-se nos fundamentos da cartografia geotécnica e da gestão ambiental de rodovias o que possibilitou propor diferentes ações para gestão dos passivos ambientais, e poderá trazer significativa contribuição ao gerenciamento ambiental de empreendimentos lineares.

ABSTRACT – The highways perform a fundamental role in the development programs in a country, particularly in Brazil. However, the way how they were implemented and operated caused many negative impacts to the environment that consist of environmental liabilities. In this context, it was discussed in this paper the systematics developed for the characterization, classification, hierarchization and follow up of environmental liabilities associated to landslides, and its application to Padre Manoel da Nóbrega Highway. The systematics was developed according to the fundamentals of geotechnical cartography and of environmental management of roads which made it possible to propose different actions for management of environmental liabilities and may bring a significant contribution to environmental management of transportation infrastructures.

PALAVRAS CHAVE – Rodovias, escorregamentos, passivos ambientais.

1 – INTRODUÇÃO

As rodovias são empreendimentos de grande importância para a sociedade. Entretanto, muitos impactos ambientais negativos são verificados associados à implantação e operação destes empreendimentos. Os impactos negativos constituem passivos com que os órgãos rodoviários se defrontam, cujas implicações ultrapassam os aspectos técnicos relacionados ao tratamento das áreas afetadas. Assim, por exemplo, a investigação e a correção de passivos ambientais têm constado das exigências feitas pelas instituições internacionais de financiamento para a concessão de empréstimos (Galves e Avo 1999; Vicentini, 1999; Romanini, 2000; Garibaldi *et al.* 2006, Costa, 2010).

* Doutora, Empresa Emage. São Paulo, SP, Brasil. E-mail: celia.garibaldi@yahoo.com.br

** Doutor, Escola Politécnica, Universidade de São Paulo. São Paulo, SP, Brasil. E-mail: lindolfo@usp.br

*** Professor, Escola de Engenharia de São Carlos, USP. São Carlos, SP, Brasil. E-mail: oafilho@sc.usp.br

Segundo Bellia e Santos (1998), Garibaldi (2004) e Garibaldi *et al.* (2006), com a prioridade dada nos últimos anos à conservação e recuperação de malhas viárias existentes, observou-se que elas acumulam muitos passivos ambientais, inclusive, rodovias construídas mais recentemente já sob as condições estabelecidas nos Estudos de Impactos Ambientais (EIA) e nos Projetos de Controle Ambiental (PCA).

De acordo com os autores referidos, o passivo ambiental é derivado da qualidade de construção, da deficiência de conservação rodoviária, da ação intempérica e de sinergias entre a rodovia e seus componentes, com o uso da terra vizinha. Em geral, as interferências urbanas derivam desta sinergia, à medida que a simples presença da estrada atrai a ocupação de suas margens, tanto em função da maior facilidade de deslocamento, como das oportunidades de negócios.

Áreas de apoio também configuram importantes e freqüentes focos de efeitos adversos após a conclusão das obras. O tratamento ambiental inadequado ou a inexistência dos mesmos deixa as áreas à disposição da atuação dos processos naturais e conseqüentemente ao acúmulo de passivos ambientais (Rocha e Rocha, 1999; Garibaldi *et al.*, 2006).

Vários trabalhos realizados no Estado de São Paulo, bem como em outros estados brasileiros (Rocha e Rocha, 1999; Vicentini, 1999; Romanini, 2000; DER/SP e BID, 2001; Garibaldi *et al.*, 2006; Ridente, 2008) mostraram que grande parte dos passivos ambientais está relacionada aos movimentos gravitacionais de massa, tanto em taludes naturais como em taludes de corte e aterro, e à falta de manutenção durante as várias fases de vida de uma rodovia.

Verifica-se que muitas técnicas, sistemáticas e metodologias têm sido propostas e utilizadas para tentar gerenciar os problemas que ocorrem associados às rodovias, seja na faixa de domínio ou no entorno da mesma. Observa-se que quando esses empreendimentos atravessam terrenos de geologia e geomorfologia mais complexos torna-se mais difícil o gerenciamento ambiental dos mesmos e, portanto, a literatura sobre o assunto também é mais ampla.

De longa data nota-se a busca de técnicas e métodos visando à recuperação de danos causados por escorregamentos em rodovias. Desde os anos setenta verifica-se o desenvolvimento de estudos na busca de metodologias que visem à manutenção planejada aplicada à conservação e recuperação de rodovias. No entanto, nos dias atuais as preocupações são mais amplas, e a própria política ambiental impõe que outros condicionantes sejam considerados no gerenciamento ambiental de rodovias.

Neste contexto, verificando-se a problemática dos passivos e danos ambientais associados a escorregamentos, e a necessidade de técnicas para a gestão ambiental de rodovias, apresenta-se neste trabalho a sistemática desenvolvida para a caracterização, classificação, hierarquização e acompanhamento de passivos ambientais associados a escorregamentos e sua aplicação na Rodovia Padre Manoel da Nóbrega.

Tal abordagem está apoiada nos fundamentos da cartografia geotécnica, em particular do mapeamento de riscos de escorregamentos e da prevenção de acidentes decorrentes destes processos, sendo possível utilizá-la no âmbito de um Sistema de Gestão Ambiental. Assim, acredita-se que este trabalho poderá trazer significativa contribuição à gestão ambiental de rodovias e de outros empreendimentos lineares.

2 – ÁREA DE ESTUDO

2.1 – Localização

A Rodovia SP-55, Padre Manoel da Nóbrega, entre os km 344+500 e 390+000 foi a área definida para aplicação da Sistemática Proposta. Situa-se na região sudeste do Estado de São Paulo. Contempla uma porção da denominada Região Metropolitana da Baixada Santista, no município de Peruíbe, e da Região do Vale do Ribeira, nos municípios de Miracatu, Pedro de Toledo e Itariri (Figura 1).

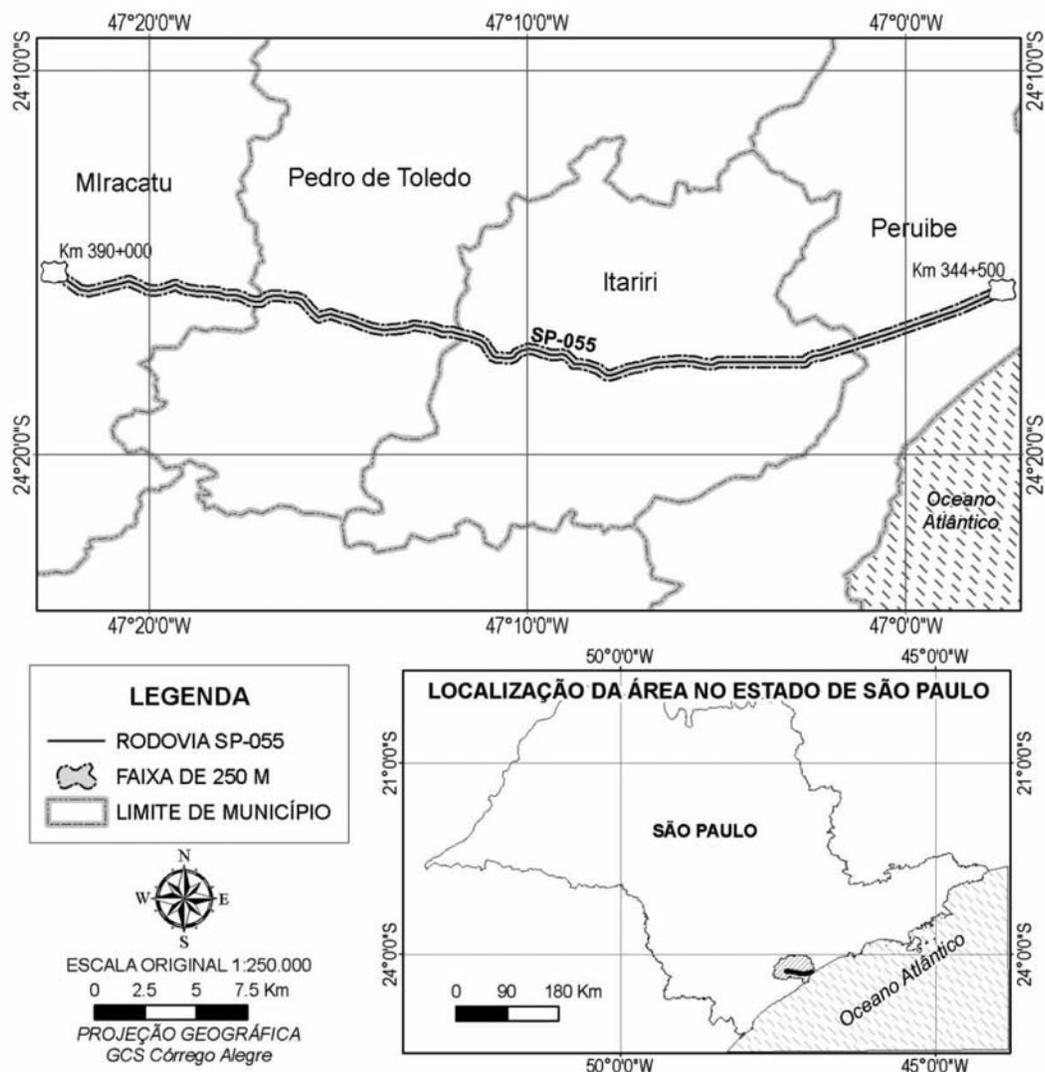


Fig. 1 – Localização do trecho estudado da Rodovia SP-055 (Garibaldi, 2004).

2.2 – Características da rodovia

A rodovia estudada foi implantada durante as décadas de 60 e 70. Possui seção que permite velocidade máxima de 80 km/h, com exceção do trecho em serra onde a velocidade máxima é de 60 km/h. Apresenta uma pista com duas faixas de rolamento, tráfego em sentidos opostos, acostamento asfaltado em um pequeno segmento, e em terra no restante. Ao longo de seu traçado existem acessos a vários municípios, distritos, estradas de terra, além de pequenas propriedades rurais. A faixa de domínio é de 50 metros.

2.3 – Características geológico-ambientais do trecho estudado

Nas proximidades da rodovia ocorrem várias Unidades de Conservação Ambiental, como o Parque Estadual da Serra do Mar, Aldeias Indígenas, Estações Ecológicas entre outras. Nota-se uma

grande extensão recoberta por vegetação secundária de Mata Atlântica, em diversos estágios sucessionais e variados gradientes característicos de regiões litorâneas. Verificam-se aglomerados urbanos (intercalados com áreas recobertas por vegetação arbórea e rural), áreas de mineração, aterro sanitário, comércio (na maioria dos casos com instalações precárias), postos de gasolina e oficinas mecânicas.

A região em termos fisiográficos chama atenção pela geomorfologia de seus terrenos, que é constituída pelos morros, morrotes e colinas do Planalto de Paranapiacaba, que contrastam com as planícies aluvionares e com a Planície Costeira em Peruíbe e Itariri. Chamam atenção, também, os inúmeros problemas relacionados aos escorregamentos que ocorrem em, praticamente, toda extensão da rodovia, levando a um acúmulo muito grande de passivos ambientais decorrentes destes processos.

De modo geral, a rodovia corta os solos coluvionares, de alteração, saprolito, migmatitos homogêneos e heterogêneos, granulitos, micaxistos, rochas de zonas de cisalhamento e os depósitos cenozóicos. Apresenta-se a seguir os principais aspectos geológico/geotécnicos observados nos afloramentos que margeiam a rodovia, e que influenciam na estabilidade dos taludes:

- *migmatitos*: ocorrem entre o km 358+800 e o km 390+000, geralmente associados à unidade de micaxistos, gnaisses finos e rochas cataclásticas. Exibem um bandamento de composição quartzo-feldspática, alternados com bandas de minerais micáceos. Apresentam um perfil de alteração caracterizado por um horizonte superficial argilo-arenoso, de espessura variável (1,0 a 3,0 metros) com raízes. Abaixo ocorre o solo residual constituído por silte arenoso de cor marrom avermelhada a rosada; à medida que chega à base do talude, verifica-se o solo saprolítico constituído, predominantemente, por silte arenoso, com mica de cor cinza rosada variegada. Em alguns cortes observam-se grandes concentrações cauliniticas, conferindo a todo esse horizonte uma alta suscetibilidade aos processos erosivos e aos escorregamentos.

Os solos de alteração apresentam estruturas preservadas e textura relacionada à rocha original. As estruturas variam de bandadas a xistosas, e também estão registradas estruturas características dos processos deformacionais. Estas estruturas condicionam escorregamentos tipo queda de blocos e tombamentos. O material rochoso ocorre sob a forma de afloramentos isolados, em forma de matações e blocos expostos em superfície ou imersos no solo de alteração ao longo de todo perfil. Os matações e blocos de rocha apresentam dimensões variadas, sendo verificados matações com diâmetro até 3,5 metros. Quando são submetidos a algum tipo de intervenção sem critérios técnicos, são verificados rolamentos destes matações;

- *micaxistos*: estão associados aos migmatitos, sendo freqüentes entre os km 360+000 e km 375+000. Apresentam granulação, predominantemente, fina a média e coloração marrom arroxeadas. A foliação é bem desenvolvida, o que confere forte anisotropia a esses maciços que condiciona os escorregamentos estruturados. Geralmente, o manto de alteração é bastante espesso atingindo mais de 20 metros. O solo superficial é argiloso, com espessuras em torno de 2,0 metros. Intercalações de xistos quartzosos e gnaisses finos intemperizados são freqüentes nos micaxistos;
- *granitóides*: são observados nas proximidades do Distrito de Raposo Tavares e da BR-116 (km 390+000). Apresentam tipos petrográficos muito distintos, desde termos granodioríticos a graníticos. Estão associados às feições migmatíticas e também às faixas miloníticas. Foram individualizados diversos corpos afetados pela intensa deformação imposta pela Falha de Itariri, grande lineamento de direção praticamente E-W existente na área. O perfil de alteração caracteriza-se por solo superficial argilo-arenoso, e pelo solo de alteração de rocha silto-arenoso, marrom arroxeadas. Nos granitos desenvolvem-se, principalmente, processos tipo rolamento de matações. No entanto, são verificados escorregamentos estruturados devido aos falhamentos e fraturas;

- *rochas cataclásticas*: ocorrem em extensa faixa praticamente E-W paralela à rodovia. São encontradas várias rochas de zonas de cisalhamento, como milonitos, filonitos e cataclasitos. O manto de alteração é, predominantemente, silto-arenoso de resistência ao cisalhamento mediana e alta suscetibilidade aos processos erosivos. Os escorregamentos que ocorrem nestas rochas são principalmente os estruturados;
- *granulitos*: entre os granulitos são encontrados os piroxênios granulitos, granulitos quartzofeldspáticos, charnoquitos e rochas granito-gnáissicas a hiperstênios, incluindo anfíbolitos e serpentinitos, localmente migmatizados. Estas rochas ocorrem entre Ana Dias e Pedro de Toledo. Apresentam um manto de alteração silto arenoso e muitos locais com cicatrizes de escorregamentos estruturados;
- *depósitos cenozóicos*: têm expressão relativamente grande desde o município de Peruíbe (km 344+500) até Ana Dias (km 358+500), onde predominam os solos da Planície Costeira, aluviões, depósitos em terraços e rampas de colúvio associados aos morros isolados de migmatitos homogêneos e heterogêneos.

As planícies aluvionares são constituídas por areias e cascalheiras, geralmente intercaladas com argila orgânica. Mostram grande extensão em área, principalmente, junto aos rios. Os terraços e rampas de colúvios ocorrem em muitos locais, e são constituídos por argila arenosa de coloração marrom avermelhada. Nas rampas de colúvio verificam-se escorregamentos planares rasos.

- *estruturas*: as principais feições estruturais presentes na área são os falhamentos, destacando-se a falha de Itariri de direção praticamente E-W, que condiciona a faixa de rochas miloníticas e cataclásticas que ocorrem ao longo da rodovia e os escorregamentos estruturados. Diversos falhamentos menores são verificados paralelos a essa feição, sendo, também, expressivos os falhamentos de direção NE-SW.

Como lineamento foto geológico destaca-se aquele onde se encaixa o vale do rio Itariri de direção E-W. Este lineamento, possivelmente, foi condicionado pelo falhamento que foi encoberto pelas extensas planícies aluvionares ali existentes. Na maior parte dos afloramentos observa-se que o bandamento e a xistosidade, muitas vezes têm mergulhos com ângulo alto, freqüentemente, associados com faixas miloníticas e/ou zonas de cisalhamento.

3 – MÉTODO

3.1 – Fundamentação

De longa data verifica-se na malha rodoviária brasileira os problemas associados aos movimentos gravitacionais de massa que acabam gerando muitos impactos negativos ao meio ambiente. O tratamento e a manutenção das áreas degradadas têm constado das exigências feitas pelas instituições de financiamento internacionais para concessão de empréstimos, sendo as áreas degradadas tratadas como passivos ambientais (Romanini, 2000; Garibaldi, 2004). Nos últimos anos, vários estudos têm sido realizados para a resolução/recuperação de passivos ambientais acumulados pelos órgãos rodoviários na construção, operação e conservação da rede rodoviária, e os mesmos vêm sendo utilizados para subsidiar o gerenciamento ambiental de rodovias.

A identificação e caracterização de passivos ambientais têm ocorrido, por meio de registro de eventos observados em vistoriais de campo. Geralmente, são utilizadas fichas de registro para a homogeneização das informações. Na classificação os passivos são ordenados em categorias e grupos considerando-se a origem e localização.

São verificados poucos trabalhos tratando da hierarquização e acompanhamento de passivos ambientais. Nas metodologias analisadas constatou-se algumas lacunas relacionadas, principalmente, à previsão de processos, abordagem de condicionantes do meio físico e hierarquização de áreas a serem recuperadas. Atualmente, de forma incipiente, o meio rodoviário vem utilizando as cartas geotécnicas como ferramenta no entendimento dos condicionantes do meio físico e na gestão ambiental de rodovias. Nota-se, entretanto, que a maioria dos estudos geotécnicos em rodovias ainda é realizada com metodologias que tratam a questão de forma pontual.

Quanto às medidas de controle, várias técnicas, sistemáticas e metodologias têm sido propostas e utilizadas para tentar gerenciar os problemas que ocorrem associados às rodovias. Constatou-se que a questão das áreas expostas aos riscos de escorregamentos e passivos ambientais continua sendo tratada através de medidas estruturais, como implantação de obras de contenção.

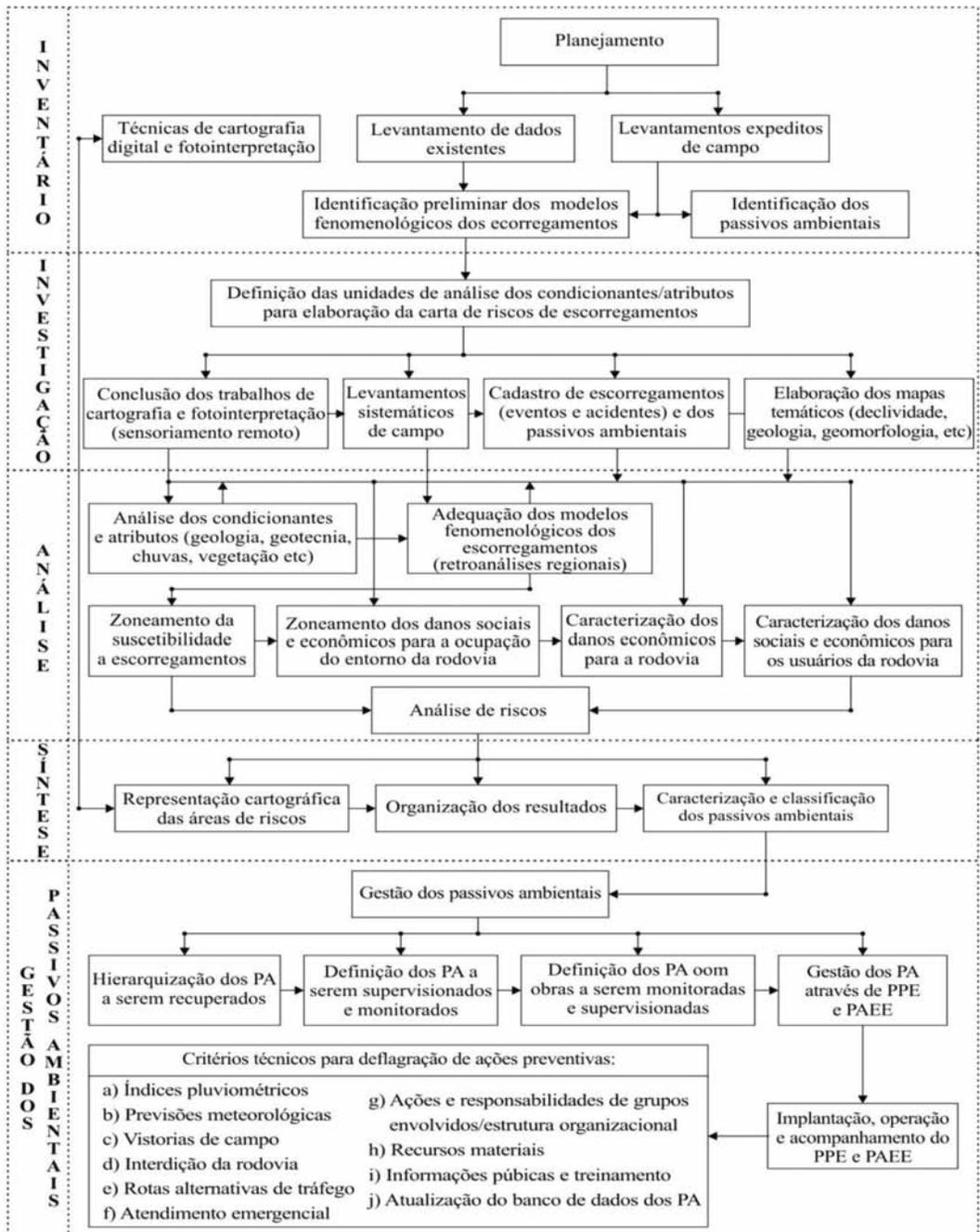
Constata-se a necessidade de adoção, por parte do setor rodoviário, de uma política de gestão dos riscos associados a escorregamentos que contemple além de medidas estruturais, como obras de estabilização, medidas não estruturais, como supervisão das áreas de riscos e implementação de Planos Preventivos e de Planos de Atendimentos Emergenciais, fundamentais para a gestão dos passivos ambientais associados a estes processos. Com base nestes pressupostos, a sistemática apresentada neste trabalho está apoiada nos fundamentos da avaliação e cartografia de riscos de escorregamentos e dos Planos Preventivos, direcionados para gestão ambiental de rodovias.

Após extensa revisão bibliográfica, adotou-se a metodologia de Augusto Filho (1994) para elaboração da carta de riscos. Uma das principais características desta metodologia é sua aplicabilidade apoiada na proposição de etapas de trabalho e técnicas de investigação adaptáveis aos diferentes objetivos e disponibilidades de recursos. As etapas de investigação são orientadas pela formulação dos modelos fenomenológicos dos escorregamentos, que por sua vez, são elaborados a partir dos condicionantes ambientais de cada área de estudo. A fase de análise é direcionada para zoneamento quanto à suscetibilidade e tipologia dos escorregamentos e caracterização do uso e ocupação quanto aos danos sociais e econômicos potenciais.

3.2 – Sistemática proposta e principais etapas de trabalho

A sistemática proposta baseia-se em modelos qualitativos de avaliação de riscos, através da análise da potencialidade de ocorrência de processos, comparação de atributos relevantes e hierarquização das situações dos passivos em função do grau de risco de escorregamento associado. Contempla as situações onde os processos já estão instalados, ou seja, taludes com escorregamentos e também aqueles com potencial de apresentarem escorregamentos, em função da suscetibilidade (condições potenciais de ocorrência dos processos). Na Figura 2 são apresentadas as principais etapas do trabalho, as quais são discutidas a seguir:

- a) **INVENTÁRIO:** envolveu a preparação, levantamento e tratamento de dados já existentes, com quatro grupos de atividades:
 - aa) *planejamento:* nesta etapa foram definidas as escalas de trabalho, materiais necessários, cronograma e as fontes a serem pesquisadas;
 - ab) *levantamento de dados existentes:* contemplou a obtenção de relatórios, materiais cartográficos, fotografias aéreas, dados pluviométricos e outros documentos que tratassem das características fisiográficas da área estudada;
 - ac) *levantamentos expeditos de campo:* trabalhos preliminares de campo, para complementar o quadro inicial das principais características da área estudada;
 - ad) *identificação preliminar dos modelos fenomenológicos dos escorregamentos e dos passivos ambientais:* identificação preliminar das características e condicionantes dos escorregamentos, e natureza dos passivos ambientais.



PA = passivos ambientais; PPE = plano preventivo de escorregamentos; PAEE = plano de atendimento emergencial de escorregamentos. Fonte: Garibaldi (2004) complementado de Augusto Filho (1994).

Fig. 2 – Sistemática proposta para gestão dos passivos ambientais.

b) INVESTIGAÇÃO: envolveu atividades de investigação sistemática, sendo responsável por grande parte dos dados previstos para classificação dos escorregamentos. Compreendeu quatro grandes grupos de atividades:

- ba) definição das unidades de análise e dos condicionantes/atributos:* envolveu a definição mais precisa dos limites físicos da área estudada (setores de encosta, bacias hidrográficas, etc.), bem como dos condicionantes e atributos a serem levantados na investigação sistemática (geologia, geomorfologia, uso e ocupação, clima, etc.). Esta etapa foi orientada pelos modelos fenomenológicos dos escorregamentos identificados na etapa anterior;
- bb) trabalho de cartografia e foteointerpretação:* envolveu a elaboração de mapas temáticos com os compartimentos geológico-geotécnicos, declividades e escorregamentos;
- bc) cadastro de escorregamentos:* elaboração de um banco de dados com informações sobre escorregamentos deflagrados na área de estudo (localização, geometria, material mobilizado, inclinação da encosta afetada, etc.);
- bd) levantamentos sistemáticos de campo:* compreendeu trabalhos de complementação e verificação dos mapas temáticos e banco de dados elaborados nas etapas anteriores.
- c) **ANÁLISE:** envolveu tratamento e análise dos dados levantados nos trabalhos de investigação. Compreendeu dois grupos de atividades:
- ca) adequação dos modelos fenomenológicos dos escorregamentos:* reavaliação dos modelos fenomenológicos, com base em Augusto Filho (1994), através do cruzamento e análise de dados levantados na fase de investigação;
- cb) classificação dos escorregamentos:* efetuou-se a classificação dos escorregamentos nomeando os grupos de processos de acordo com Cruden e Varnes (1996), que tende a simplificar a classificação dos movimentos gravitacionais de massa, indicando cinco tipos básicos a partir dos quais todos os movimentos observados podem ser enquadrados;
- cc) zoneamento da suscetibilidade a escorregamentos:* compreendeu a delimitação das diferentes zonas quanto ao grau de suscetibilidade a escorregamentos. Foram caracterizados 8 sub-trechos através da sobreposição dos mapas geológicos, geomorfológicos e principalmente da carta de declividade;
- cd) zoneamento dos danos sociais e econômicos para a ocupação do entorno da rodovia:* efetuou-se a análise das diferentes formas de uso e ocupação na área, considerando-se os danos socioeconômicos diretos e indiretos decorrentes da deflagração de escorregamentos. Os estudos foram executados na faixa de domínio, e na área de influência direta, numa faixa entre 250m a 500m para cada lado a partir do eixo da rodovia. Com vista a facilitar o entendimento desses usos, foram definidos três segmentos (A, B e C) através da correlação entre as diferentes formas, predominantes, de uso e ocupação do solo, que se materializa nas diferenciações socioeconômicas da região;
- ce) caracterização dos danos econômicos para a rodovia:* para esta caracterização, foi avaliada a suscetibilidade dos materiais e os danos aos componentes da mesma quando da ocorrência dos escorregamentos. Para todos os componentes da rodovia foram verificados qualitativamente os possíveis montantes envolvidos para recuperação, considerando os grupos de intervenções propostos pelo DER/SP (1999). Assim, foram estabelecidos os critérios para diferenciar a magnitude quanto aos danos econômicos para rodovia;
- cf) caracterização dos danos sociais e econômicos para os usuários da rodovia:* os principais danos sociais e econômicos para os usuários da rodovia, em princípio, foram definidos em função das interdições, congestionamentos e acidentes associados aos materiais depositados na “zona livre” da rodovia;
- cg) análise de riscos:* efetuou-se a análise de riscos, de acordo com a classificação de Bolt *et al.* (1975), tomando-se por base a equação $R = P \times C$ (R = risco; P = possibilidade

de ocorrência e C = conseqüências), ou seja, a análise de riscos é a ponderação entre as diferentes zonas de suscetibilidades e as conseqüências identificadas (Augusto Filho, 1994). Assim, realizou-se uma conjugação entre as zonas de suscetibilidade a escorregamentos, as classes de ocupação (quanto aos danos socioeconômicos), os danos econômicos para a rodovia e para os usuários da mesma. Durante a análise de riscos, definiu-se a existência de riscos localizados (quando afeta alguns locais específicos da rodovia) e generalizado (quando afeta grandes trechos da rodovia), uma vez que tal definição implica ações de gestão diferenciadas (Cunha e Farah, 1991; Cerri, 1993; Augusto Filho, 1994; Silva, 1997; Garibaldi, 2004). As diferentes classes de riscos foram agrupadas em risco alto, médio e baixo.

d) **SÍNTESE**: compreendeu a representação cartográfica das áreas de riscos, caracterização e classificação dos passivos ambientais e a definição das ações de gestão dos mesmos:

da) representação cartográfica das áreas de riscos: a Carta de Riscos de Escorregamentos foi elaborada na escala 1:10 000 a partir da delimitação das diferentes áreas de riscos, acompanhada de legenda explicativa que sintetiza os tipos de escorregamentos predominantes, as características geológico-geotécnicas e as recomendações para gestão dos passivos ambientais associados a escorregamentos. Foi definida uma faixa de 250 metros de cada lado, a partir do eixo da rodovia, para representação cartográfica das áreas de riscos.

db) caracterização e classificação dos passivos ambientais: os passivos ambientais foram caracterizados e classificados considerando as proposições do DER/SP e BID (2001), agregando mais um grupo dentro da segunda categoria (ocorrências geradas por terceiros dentro da faixa de domínio).

e) **GESTÃO DOS PASSIVOS AMBIENTAIS**: a gestão dos passivos ambientais associados a escorregamentos passou pela análise dos processos que põem em risco o corpo estradal, a segurança do usuário e da ocupação do entorno da rodovia. Correspondeu a uma avaliação da gravidade do passivo ambiental para estabelecer prioridades. Objetivando a discussão da gestão dos passivos ambientais associados a escorregamentos, realizou-se a separação dos mesmos em quatro grupos, orientando-se no trabalho de Silva (1997) e na Carta de Riscos de Escorregamentos:

ea) hierarquização dos passivos ambientais a serem recuperados: a hierarquia e prioridade de recuperação de cada ponto são função do grau de risco associado ao mesmo, conforme discutido anteriormente. Assim, foi possível propor diferentes ações de gestão e intervenções. Destaca-se que, na definição das ações de gestão e das intervenções, foi considerada a forma como a questão de recuperação dos passivos ambientais tem sido tratada no âmbito dos Programas de Recuperação de Rodovias do Estado de São Paulo;

eb) passivos ambientais a serem supervisionados e monitorados: foram definidos em função dos diferentes graus de riscos identificados;

ec) passivos ambientais com obras de estabilização e drenagem implantadas que deverão ser supervisionados e monitorados: foram definidos em função do nível de desempenho das obras, suscetibilidade aos processos e graus de riscos associados;

ed) passivos ambientais com outras obras civis que deverão ser recuperados e supervisionados: a presença de postes e linha de transmissão localizados em taludes, que apresentaram alta suscetibilidade à ocorrência de escorregamentos, caracterizou-se como uma situação crítica no trecho, e a estes locais foi atribuída uma ordem maior de prioridade

- para recuperação, e ainda a gestão através da supervisão ambiental, buscando, assim, evitar falhas no sistema que podem levar às interrupções nas transmissões e comprometimento da rodovia, caso os taludes entrem em ruptura e estas estruturas atinjam as pistas;
- ef) *gestão de passivos ambientais através da implementação de um Plano Preventivo e de um Plano de Atendimento Emergencial de Escorregamentos*: entende-se como principais condicionantes para este tipo de gestão o grande número de situações de riscos de escorregamentos existentes (Cunha e Farah, 1991; Silva, 1997; Garibaldi, 2004), que puderam ser classificados como risco generalizado; a grande suscetibilidade dos materiais; declividades superiores a 60% aliada ao modelo de infra-estrutura e manutenção;
- eg) *atualização do banco de dados dos passivos ambientais*: definiu-se que a frequência de atualização do banco de dados deverá estar diretamente relacionada com o período chuvoso.

4 – RESULTADOS

4.1 – Aspectos geológico-geotécnicos

No Quadro 1 apresenta-se uma síntese dos principais aspectos observados nos afloramentos que margeiam a rodovia, e que influenciam na estabilidade dos taludes. Foi realizada uma divisão em 8 sub-trechos, em função das características geológico-geotécnicas. Pode-se constatar que ocorre uma diversidade considerável de tipos litológicos, compreendendo os solos coluvionares, de alteração, saprolito, rochas da Faixa de Dobramento Ribeira (migmatitos homogêneos e heterogêneos), granulitos, micaxistos, milonitos, cataclastos, filonitos e os depósitos cenozóicos. Em função das características climáticas da região, aspectos estruturais, propriedades geotécnicas e ainda por sustentarem declividades bastante acentuadas, as rochas e seus produtos de alteração apresentam geralmente feições de instabilidade, sendo bastante propensos a ocorrências de escorregamentos.

4.2 – Principais processos verificados

Efetuiu-se uma avaliação dos modelos fenomenológicos e a identificação espacial dos mesmos com base nos trabalhos do DER e IPT (1991), Augusto Filho (1994) e Cruden e Varnes (1996). Ao longo de todo o trecho foram verificadas as situações dos taludes visando buscar subsídios para classificação dos escorregamentos e elaboração da Carta de Riscos de Escorregamentos.

Os principais processos foram diferenciados de acordo com os materiais onde se desenvolvem, características do relevo e atuação antrópica. Foram cadastrados: rolamentos de matacões, escorregamentos e processos erosivos. Entre os escorregamentos identificou-se diferentes causas e agentes deflagradores, muitos deles relacionados à implantação e a falta de manutenção da rodovia. No Quadro 2 apresenta-se uma síntese dos mesmos.

4.3 – Avaliação da suscetibilidade a escorregamentos

Como já mencionado anteriormente, foram delimitadas diferentes zonas quanto ao grau de suscetibilidade a escorregamentos. Caracterizou-se 8 sub-trechos através da sobreposição dos mapas geológicos, geomorfológicos e principalmente da carta de declividade. Estes foram denominados de sub-trechos ST1, ST2, ST3, ST4, ST5, ST6, ST7 e ST8 (Quadro 3).

Constata-se que 4 sub-trechos apresentam graus de suscetibilidade a escorregamentos altos e 4 apresentam graus de suscetibilidade, predominantes, baixos. Graus de suscetibilidade médios, predominantes, não foram constatados.

Quadro 1 – Síntese dos principais aspectos geológico-geotécnicos por sub-trechos.

SUB-TRECHOS	CARACTERÍSTICAS GEOLÓGICO-GEOTÉCNICAS
ST1 - km 344+500 ao km 352+100	<ul style="list-style-type: none">– solos arenosos com nível d'água muito raso da Planície Costeira;– baixos valores de SPT (<i>Standard Penetration Test</i>);– terraços marinhos associados aos morros isolados de migmatitos homogêneos com associação de embrechitos e anateixitos e migmatitos heterogêneos isolados do Pré-Cambriano;– aluviões e sedimentos coluvionares.
ST2 - km 352+100 ao km 354+750	<ul style="list-style-type: none">– solos arenosos e areno-siltico-argilosos com nível d'água muito raso da Planície Costeira e baixos valores de SPT.
ST3 - km 354+750 ao km 359+000	<ul style="list-style-type: none">– terraços marinhos associados aos morros isolados de migmatitos heterogêneos do Pré-Cambriano. Constatam-se rochas cataclásticas do Paleozóico (subordinadamente).
ST4 - km 359+000 ao km 361+750	<ul style="list-style-type: none">– associação de afloramentos constituídos por rocha, saprolito, solo de alteração, juntamente com blocos de rocha e matacões de dimensões variadas. Os produtos de alteração apresentam alta erodibilidade, estruturas reliquias e resistência ao cisalhamento mediana;– migmatitos heterogêneos do Pré-Cambriano, piroxênio granulitos, granulitos, charnoquitos e rochas granito-gnaissicas a hiperstênio, incluindo anfíbolito e serpentinito localmente migmatizado;– migmatitos/gnaiss isolados.
ST5 - km 361+750 ao km 367+000	<ul style="list-style-type: none">– migmatitos heterogêneos e piroxênios granulitos, granulitos, charnoquitos e rochas granito-gnaissicas a hiperstênios, incluindo anfíbolitos e serpentinitos localmente migmatizado;– cataclasitos Paleozóicos isolados;– erosão em ravina.
ST6 - km 367+000 ao km 376+250	<ul style="list-style-type: none">– associação de afloramentos constituídos por rocha, saprolito, solo de alteração, juntamente com blocos de rocha e matacões de dimensões variadas. Os produtos de alteração apresentam alta erodibilidade, estruturas reliquias e resistência ao cisalhamento mediana;– migmatitos heterogêneos do Pré-Cambriano isolados;– piroxênio granulitos, granulitos, charnoquitos e rochas granito-gnaissicas a hiperstênio, incluindo anfíbolito e serpentinito localmente migmatizado;– cataclasitos Paleozóicos e granodioritos gnaiss isolados;– aluviões, em geral isolados;– erosão em ravina.
ST7 - km 376+250 ao km 384+000	<ul style="list-style-type: none">– associação de afloramentos constituídos por rocha, saprolito, solo de alteração, juntamente com blocos de rocha e matacões de dimensões variadas. Os produtos de alteração apresentam alta erodibilidade, estruturas reliquias e resistência ao cisalhamento mediana;
ST8 - km 384+000 ao km 390+000	<ul style="list-style-type: none">– migmatitos heterogêneos do Pré-Cambriano;– cataclasitos Paleozóicos;– erosão por escoamento difuso (laminar).

4.4 – Zoneamento dos danos sociais e econômicos para a ocupação do entorno da rodovia

Verificou-se no entorno da rodovia três usos predominantes e distintos: área urbana de Peruíbe, atividades agropastoris, sítios e chácaras de recreio. No Quadro 4 apresenta-se uma síntese do uso e ocupação do solo no entorno da rodovia nos segmentos A, B e C, diferenciando as classes e magnitude quanto aos dados socioeconômicos quando da ocorrência de escorregamentos. Ressalta-se que a faixa de domínio, nos três segmentos não está ocupada com construções, residências, comércio ou por equipamentos urbanos, e que a magnitude quanto aos danos sociais e econômicos decorrentes de escorregamentos para a ocupação localizada no entorno da rodovia é baixa.

Quadro 2 – Síntese dos principais processos verificados na área de estudo.

PROCESSOS/CAUSAS	OBSERVAÇÕES
1) Rolamento de matacões	Ocorrem caracteristicamente nos morrotes e morros altos no domínio dos migmatitos e nas áreas de rochas graníticas. A movimentação dos matacões está associada a três mecanismos: vibrações pelo tráfego pesado, à retirada de apoio de sua base pela ação de processos erosivos e pela execução de cortes que causam a exposição dos mesmos.
2) Escorregamentos em cortes devido à inclinação acentuada, estruturas geológicas e à saturação	A maioria dos escorregamentos traz como condicionante dos processos a alteração da geometria introduzida no perfil natural da encosta pelos cortes e a ação das águas pluviais. As alterações geométricas modificam o estado de tensão do solo, provocando o aparecimento de trincas de tração que podem ser preenchidas por água resultando numa diminuição do coeficiente de segurança do talude e ajudando a desencadear os escorregamentos. O preenchimento destas trincas com a água das chuvas provocam pressões hidrostáticas ao longo de suas paredes, e costumam ser o agente deflagrador do processo.
3) Escorregamentos devido a problemas com o sistema de drenagem e proteção superficial	Ocorrem devidos aos danos às canaletas, escadas hidráulicas, dimensionamentos incorretos e deficiência no sistema de proteção superficial, que levam às infiltrações nos taludes e na própria plataforma, ocasionando saturação e erosão que evoluem para escorregamentos.
4) Escorregamentos e erosão em taludes de corte e aterro de encontro de Obras de Arte Especiais	Nos taludes de encontro de Obras de Arte Especiais, geralmente são verificados processos erosivos que acabam evoluindo para escorregamentos que comprometem a estabilidade das obras. Ocorrência como esta foi verificada em taludes de encontro de pontes do trecho estudado.
5) Escorregamentos/ Recalques em aterros	Estes processos interferem substancialmente nas pistas da rodovia. Verificam-se abatimentos que são importantes indícios de escorregamentos. As causas mais comuns são a baixa capacidade de suporte na fundação, compactação inadequada, deficiência no sistema de drenagem e rompimento de bueiros e/ou galerias.
6) Processos erosivos	Estes processos originaram-se devido à execução de cortes que expuseram superfícies mais frágeis dos solos, à falta de proteção superficial e inexistência de sistemas de drenagem nos taludes de cortes e aterros.

Quadro 3 – Sub-trechos e os graus de suscetibilidade à ocorrência de escorregamentos.

SUB-TRECHOS	GRAUS DE SUSCETIBILIDADE
ST1 - km 344+500 ao km 352+100	BAIXO e Médio
ST2 - km 352+100 ao km 354+750	Baixo a ALTO
ST3 - km 354+750 ao km 359+000	Baixo a ALTO
ST4 - km 359+000 ao km 361+750	Baixo a ALTO
ST5 - km 361+750 ao km 367+000	BAIXO
ST6 - km 367+000 ao km 376+250	BAIXO a Alto
ST7 - km 376+250 ao km 384+000	Baixo a ALTO
ST8 - km 384+000 ao km 390+000	BAIXO e Médio
<i>Nota: Em letra maiúscula estão os graus de suscetibilidade predominantes</i>	

Quadro 4 – Síntese do uso e ocupação do solo no entorno da rodovia nos segmentos A, B e C e caracterização da magnitude quanto aos danos socioeconômicos decorrentes de escorregamentos.

Classes de uso e ocupação	Localização (km)	Tipo de ocupação	Vegetação	Magnitude quanto aos danos socioeconômicos
SEGMENTO A				
URBANA	344+500	Bairro dos Prados	Na faixa de domínio a cobertura vegetal apresenta-se muito impactada. Verificam-se remanescentes esparsos de restinga/encosta ou encosta, em estágio sucessional inicial de regeneração	BAIXA
		Mineração de saibro		
	348+300	Aterro sanitário de Peruíbe		
	350+500	Escola EMEIF Caraguava		
	350+000 ao 352+000	População de baixa renda		
SEGMENTO B				
URBANA	352+500	Subestação de transmissão de energia	Na área de influência direta da rodovia, cobertura vegetal está muito impactada. Notam-se esparsos remanescentes de restinga/encosta ou encosta, em estágio inicial de regeneração	
	356+000	Acesso ao Distrito de Ana Dias		
URBANA/ RURAL	358+000 ao 363+000	APA de Cananéia-Iguape-Peruíbe	Substituição das formações florestais de planície litorânea por vegetação de encosta, predomínio de vegetação de transição restinga/encosta e monocultura de banana.	BAIXA
	359+600	Pesqueiro Três Irmãos		
RURAL	360+000	Conjunto de sítios próximos à rodovia		
URBANA	363+000	Acesso ao bairro Raposo Tavares		
	366+200	Acesso à área urbana de Itariri		
RURAL	371+000	Polícia militar e balança		
URBANA	372+500	Acesso à área urbana de Pedro de Toledo		
RURAL	373+000	Polícia Florestal		
URBANA	373+350 ao 375+400	Área urbana de Pedro de Toledo		
SEGMENTO C				
RURAL - agropastoril	376+500 ao 389+084	Intercalações de propriedades rurais (ocupação rarefeita)	<ul style="list-style-type: none"> – extensos pastos – cultura de subsistência – mata de encosta (vegetação secundária em estágio avançado de regeneração) 	BAIXA

4.5 – Caracterização dos danos econômicos para a rodovia

Para esta caracterização foi avaliada a suscetibilidade dos materiais e os danos aos componentes da rodovia quando da ocorrência de escorregamentos. Para todos os componentes da mesma foram verificados qualitativamente os possíveis montantes envolvidos para recuperação, considerando os grupos de intervenções propostos pelo DER/SP (1999). Assim, foram estabelecidos os critérios para diferenciar a magnitude quanto aos danos econômicos para rodovia (Quadro 5).

Verifica-se nos Quadros 5 e 6 que um dano será considerado alto se a suscetibilidade a escorregamento for alta, e o local exigir obras de conservação de emergência e obras do grupo III para a sua recuperação. Um dano médio será aquele onde a suscetibilidade é alta a média e para recuperação do local serão implantadas obras do grupo III e grupo I. O dano baixo está relacionado a uma suscetibilidade baixa e as intervenções serão obras do grupo I e conservação de rotina.

No Quadro 6 são apresentados exemplos de danos econômicos para a rodovia quando da ocorrência de escorregamentos. Em todos os exemplos citados além dos danos aos componentes da rodovia existem os danos aos próprios taludes, que também fazem parte dos componentes da mesma, e os custos envolvidos para recuperação geralmente são elevados.

4.6 – Caracterização dos danos sociais e econômicos para os usuários da rodovia

Os principais danos sociais e econômicos para os usuários da rodovia, em princípio, estão relacionados àqueles oriundos das interdições, congestionamentos e acidentes associados aos materiais depositados na “zona livre” da rodovia:

- *danos decorrentes das interdições*: refletem-se pela inserção da rodovia em zonas de maior ou menor adensamento populacional (zonas rurais e urbanas definidas anteriormente), pelos diferentes níveis de desenvolvimento econômico da região e pela importância da mesma ao sistema de comunicação rodoviário entre o Porto de Santos e a BR-116 – Rodovia Régis Bittencourt, ou seja, a Rodovia Padre Manoel da Nóbrega, em intersecção com a Rodovia Régis Bittencourt é a alternativa de ligação da região com os municípios do Vale do Ribeira, Região Metropolitana de São Paulo e região Sul do País, garantindo o transporte de cargas e a acessibilidade à área de lazer e turismo dos municípios da Região Metropolitana de Santos. Assim, perdas de produtos, cargas, combustíveis, tempo de viagem, lazer são danos decorrentes das interdições da rodovia.

Nas travessias de áreas urbanas e núcleos populacionais dos municípios localizados na área de influência da rodovia, são considerados os danos decorrentes das interrupções da circulação existente e da infra-estrutura urbana. No Quadro 7 apresentam-se exemplos de possíveis danos decorrentes da interdição da rodovia. Os trechos com maiores possibilidades de ocorrerem as interdições devido aos escorregamentos localizam-se entre os km 360+000 ao 361+800 e 378+000 ao 385+000.

- *danos decorrentes dos congestionamentos*: da mesma forma das interdições, os danos decorrentes dos congestionamentos da rodovia refletem-se na infra-estrutura da população local e regional. Aumento das partículas em suspensão, alteração da qualidade do ar, desconforto dos usuários, perdas de combustíveis, tempo de viagem e lazer são alguns danos que sempre ocorrem devido aos congestionamentos. No Quadro 8 apresentam-se exemplos de possíveis danos decorrentes dos congestionamentos da rodovia.

Como pode-se constatar no Quadro 8, o aumento do nível de ruído caracteriza-se como um importante dano decorrente dos congestionamentos. O ruído total produzido pelos veículos tem origem em muitas fontes. Através dos estudos realizados, constatou-se que entre os grupos de ruídos os ocasionais estão diretamente relacionados com os congestionamentos, seguidos pelos ruídos de funcionamento das máquinas.

Quadro 5 – Critérios para caracterizar a magnitude quanto aos danos econômicos para rodovia.

DANOS	SUSCETIBILIDADE	SITUAÇÃO/INTERVENÇÕES
Alto	Alta	Exige obras de conservação de emergência e obras do Grupo III
Médio	Alta e média	Exige obras do Grupo III e do Grupo I
Baixo	Baixa	Exige obras do Grupo I e de conservação de rotina

Notas:

- *Conservação de rotina*: compreende os serviços de poda; limpeza, recuperação e reparos de dispositivos de sinalização e segurança; desobstrução, limpeza e reparo de elementos de drenagem; remendos, selagem de trincas, correção de defeitos, regularização de depressões e afundamentos localizados nos pavimentos, além de outros serviços de baixo potencial de causarem impactos ambientais. As ações se restringirem à faixa de domínio;
- *Conservação de emergência*: compreende os serviços de caráter emergencial, necessários para reparar, repor, reconstruir ou restaurar trechos ou estruturas do corpo estradal, que tenham sido seccionadas, obstruídas, ou danificadas por eventos extraordinários, de calamidade pública que ocasionam interrupção parcial ou total do tráfego, ou ainda risco iminente para a segurança dos usuários ou para a população linceira à rodovia.
- *Grupo I = obras de conservação especial*: às recuperações de revestimento em “panos” (pequenas áreas) e/ou aplicação de capas selantes e/ou lama asfáltica, sempre em extensões limitadas; prolongamento e ampliação de dispositivos de drenagem superficial e profunda; a execução de pequenas obras localizadas de terraplenagem, contenção e revegetação para proteção e recomposição de elementos do corpo estradal, implantação, reabilitação e recomposição de elementos de sinalização e segurança, dentre outros;
- *Grupo III = Restauração e/ou melhoramentos sem alteração de traçado*: incluem-se neste grupo, os serviços e obras para: reconstrução de pavimentos; execução de melhoramentos físicos de interseções; implantação de terceiras faixas, com ou sem alargamento de plataforma; implantação de áreas e instalações de apoio à operação da rodovia e pavimentação de rodovias existentes, sem alteração significativa de traçado, horizontal e/ou vertical, que exija mudança ou ampliação da faixa de domínio.

As emanações das descargas dos veículos também são complexas e alteram a qualidade do ar, através da emissão de gases tóxicos e particulados. Os principais poluentes oriundos de combustão são o monóxido de Carbono (CO), os Hidrocarbonetos (HC), os óxidos de Nitrogênio (NOx), os óxidos de Enxofre (SOx), e os materiais particulados (MP). Os trechos com maiores possibilidades de ocorrerem congestionamentos devido aos escorregamentos localizam-se entre os km 360+000 ao 361+800 e 378+000 ao 385+000.

- *danos decorrentes da presença de materiais escorregados na “zona livre”*: o conceito de zona livre ainda é bastante incipiente no Brasil, e foi introduzido no ano de 2001 (Garibaldi, 2004) visando estabelecer critérios para garantir a segurança na lateral das pistas. A zona livre seria uma área de segurança a partir do bordo da pista, determinada em função do VDM – Volume Diário Médio, inclinação do talude (corte e aterro) e a velocidade da via.

No caso da rodovia em estudo, observou-se que a zona livre, em princípio nos trechos mais críticos, compreenderia uma distância em torno de 3,5-4,5 metros da borda da pista. Assim, o trecho localizado entre os km 378+000 e 385+000 estaria todo comprometido com taludes de corte que se localizam na referida zona e comprometem a segurança dos usuários da rodovia.

Os prováveis danos decorrentes da presença de materiais localizados na zona livre estão relacionados à perda de visibilidade dos motoristas levando a riscos de acidentes com vítimas potenciais e aumento dos riscos de choques dos veículos com os obstáculos (blocos e matacões), também com potenciais vítimas; o aumento da umidade da via formando áreas enlameadas e de nuvens de poeira que comprometem a visibilidade e a aderência da pista; aumento de árvores e troncos mobilizados levando à interrupção do tráfego, são outros danos decorrentes dos escorregamentos. Os trechos com maiores possibilidades de ocorrerem acidentes devido aos materiais presentes na zona livre, localizam-se no km 353+100, entre os km 360+000 ao 361+800 e 378+000 ao 385+000.

Quadro 6 – Exemplos de danos econômicos para a rodovia.

Localização (km)	Componentes da rodovia a serem afetados	Danos	Intervenções
353+100	Acostamento	Médio	Obras do Grupo III
353+500 ao 354+000	Acostamento e canaleta do pé do talude	Alto	Obras de conservação de emergência e do Grupo III
354+800	Acostamento	Médio e alto	Obras de conservação de emergência
360+200	Acostamento e canaleta do pé do talude	Alto	Obras de conservação de emergência
360+600 ao 360+800	Acostamento, canaleta do pé do talude e sinalização vertical	Médio e alto	Obras de conservação de emergência e Grupo III
367+100 e 367+200	Acostamento, sinalização vertical	Médio	Obras do Grupo III
368+000	Obra de arte especial	Médio	Conservação de rotina e Grupo I
370+200	Canaleta do pé do talude	Baixo	Grupo I
371+500 ao 371+700	Canaleta do pé do talude e sinalização vertical	Médio	Grupo III
372+300	Acostamento e canaleta do pé do talude	Médio	Grupo III
373+900	Acostamento	Alto	Obras de conservação de emergência e Grupo III
378+900 ao 385+000 (trecho serrano)	Acostamento, canaletas, obras de contenção, sinalização vertical e horizontal	Baixo a alto	Obras de conservação de emergência, do Grupo III, I e conservação de rotina
Nota: Grupo I = Conservação especial; Grupo III = Restauração e/ou melhoramentos sem alteração de traçado.			

Quadro 7 – Exemplos de danos decorrentes da interdição da rodovia.

<ol style="list-style-type: none"> 1) Alteração nas relações socioeconômicas, culturais e turísticas causada pela dificuldade de acessos e perda dos mesmos; 2) Deslocamento compulsório da população pela necessidade da busca de variantes; 3) Perdas comerciais e de negócios (perda de clientes, redução de receitas de pequenas empresas, desemprego, etc.) causadas pela dificuldade de acessos; 4) Pressão sobre os recursos naturais e infra-estrutura social e econômica da região para onde a população se deslocará (área hospedeira); 5) Aumento de acessos e barreiras físicas interferindo nas relações sociais e culturais, atividades econômicas e aumentando o risco de acidentes com pedestres e ciclistas; 6) Alteração dos sistemas locais de transporte como parada de ônibus, táxis, etc.; 7) Alteração do sistema viário local, tanto urbano, como rural, devido à ruptura ou dificuldade de acessos e cruzamentos; 8) Prejuízos às atividades econômicas vinculadas ao tráfego da via; 9) Redução dos laços comunitários e culturais; 10) Perda de qualidade de vida (aumento do nível de “stress”); 11) Ruptura ou redução de acessos às atividades escolares; 12) Alteração da paisagem com a inserção de uma nova paisagem esteticamente desagradável; 13) Alterações nas propriedades ambientais devido à criação de acessos irregulares; 14) Aumento no tempo e custos de viagens.

Quadro 8 – Exemplos de danos decorrentes dos congestionamentos.

- 1) Danos ao bem estar da população como: fadiga auditiva, redução da capacidade auditiva, perturbação do sono, aumento do nível de “stress”;
- 2) Danos às estruturas localizadas junto à rodovia, devido às vibrações induzidas pela ressonância das ondas sonoras;
- 3) Danos aos animais selvagens, devido aos ruídos, provocando afugentamento da fauna ou inibindo a reprodução de animais;
- 4) Aumento do nível de poluição do ar e ruído;
- 5) Aumento dos riscos de incêndios provocados por pontas de cigarros lançados indevidamente sobre a vegetação seca, e/ou garrafas que funcionam como lentes provocando a combustão;
- 6) Danos aos veículos e às cargas (perdas de cargas);
- 7) Aumento no tempo e custos de viagens;
- 8) Perda de qualidade de vida;
- 9) Alteração na visibilidade devido à fumaça das queimadas;
- 10) Aumento do risco de acidentes devido à falta de visibilidade e redução de velocidade dos veículos;
- 11) Alteração da qualidade do ar através da emissão de gases tóxicos e particulados;
- 12) Potencialização de conflitos com as áreas de proteção ambiental;
- 13) Geração de calor pelos motores dos veículos;
- 14) Elevação nos custos operacionais dos veículos.

4.7 – Análise dos níveis de riscos

As diferentes classes de riscos foram agrupadas em risco alto, médio e baixo:

– *risco alto*: para os taludes localizados a montante da rodovia seria uma situação de alta suscetibilidade para ocorrerem escorregamentos, tendo como conseqüência o comprometimento total do acostamento e total ou parcial das pistas com os materiais movimentados; danificação da rodovia; interdição completa ou parcial da mesma; congestionamentos e ainda perigo para os usuários. Para os taludes localizados a jusante da rodovia teria como conseqüência a ruptura dos acostamentos e das pistas, a interdição da via, congestionamentos e perigo para os usuários.

Entre o km 378+000 e 385+000 concentra-se o maior número de situações de risco alto e este trecho foi caracterizado como o trecho que apresenta risco generalizado (Figura 3). Situações de risco alto também foram identificadas fora do trecho de risco generalizado.

– *risco médio*: são situações nas quais existe potencial para ocorrerem escorregamentos, mas as conseqüências não chegam a gerar grandes desconfortos aos administradores da rodovia e aos usuários. Seriam trechos próximos da área de alta suscetibilidade que passariam para risco alto, quando da ocorrência dos processos. Poderia citar como exemplos de conseqüências, o material mobilizado comprometendo o acostamento, borda da pista e canaletas de drenagens. Entre os km 352 e 353, 360 e 361, 367 e 368, 377 e 383 verifica-se o maior número de situações de risco médio;

– *risco baixo*: setores com baixos graus de riscos foram definidos como àqueles onde a possibilidade de ocorrência de escorregamentos existe, mas os danos também são baixos, e mesmo ocorrendo escorregamentos nos setores vizinhos, eles serão pouco afetados e as conseqüências são insignificantes. Entre os km 361 e 363, 372 e 373, 374 e 375, 383 e 384 e 388 e 390 foi identificado o maior número de situações de risco baixo.

Quanto ao raio de alcance, considerou-se que o material movimentado atinge uma distância correspondente a uma altura e meia do talude, conforme Fukuoka (1980). Assim, trechos localiza-

dos dentro dessa faixa foram classificados como de risco alto. A partir dessa faixa estariam trechos em risco médio até o limite com a área de baixo risco.

4.8 – Cartografia dos níveis de riscos

Elaborou-se a Carta de Riscos de Escorregamentos na escala 1:10 000. Utilizando-se a mesma, realizou-se uma organização dos dados compreendendo: estimativa do número de áreas e situação das mesmas, localização por folha e separação entre risco pontual e setorizado. A separação entre risco pontual e setorizado permitiu estabelecer os trechos ao longo da rodovia que deverão receber ações corretivas e/ou de planejamento. A Carta de Riscos de Escorregamentos foi utilizada como documento fundamental para priorização dos passivos ambientais a serem recuperados, supervisionados, monitorados e definição dos grupos de intervenções. A Figura 3 apresenta extrato ilustrativo de um trecho da mesma. No Quadro 9 apresenta-se uma síntese dos resultados obtidos.

Quadro 9 – Síntese dos resultados obtidos através da Carta de Riscos de Escorregamentos.

No total de áreas de riscos cadastradas	Graus de riscos			Declividades predominantes			Tipologia dos processos
	Alto	Médio	Baixo	Alta	Média	Baixa	
124	36	34	60	30-60 > 60%	15-30%	0-15%	Principalmente escorregamentos estruturados em solo de alteração de rocha

No Quadro 9 e na Carta de Riscos (Figura 3) pode-se constatar a seguinte situação:

- as situações de risco alto encontram-se entre os km 353+100 ao 353+400; 354+500 ao 354+850; 355+900; 359+650 ao 361+200; 361+700 ao 361+800; 373+750 ao 374+150; 376+500 ao 376+700; 377+800 ao 383+380;
- entre o km 378+000 e 385+000, que é o trecho serrano, verificam-se as situações mais críticas, onde um maior número de componentes da rodovia estão em situações de risco alto;
- constatou-se na Carta de Riscos de Escorregamentos, setores de risco alto localizados, ou seja, afeta alguns locais específicos sendo, portanto, mais fácil de caracterizar as situações de riscos, de realizar medidas de prevenção e correção. Já no trecho serrano, observou-se que os escorregamentos estão afetando uma grande área, sendo generalizado e mais difícil de prever e corrigir os danos causados pelos mesmos;
- 36 áreas estão em situação de risco alto; a maioria corresponde a escorregamentos estruturados nos cortes e ocorre em terrenos com declividades entre 30 e 60% e superior a 60%; as situações de riscos restantes encontram-se distribuídas em declividades menores, entre 0-15% e 15-30%;
- ao longo de todo o trecho, são verificadas áreas de risco médio intercaladas ou não às áreas de risco alto e baixo. Nota-se uma predominância de áreas de risco médio associadas a declividades entre 15 e 30%;
- quanto à tipologia dos movimentos gravitacionais de massa, são verificados e esperados os escorregamentos planares rasos, estruturados, rolamento, quedas de blocos e escorregamentos em aterros.

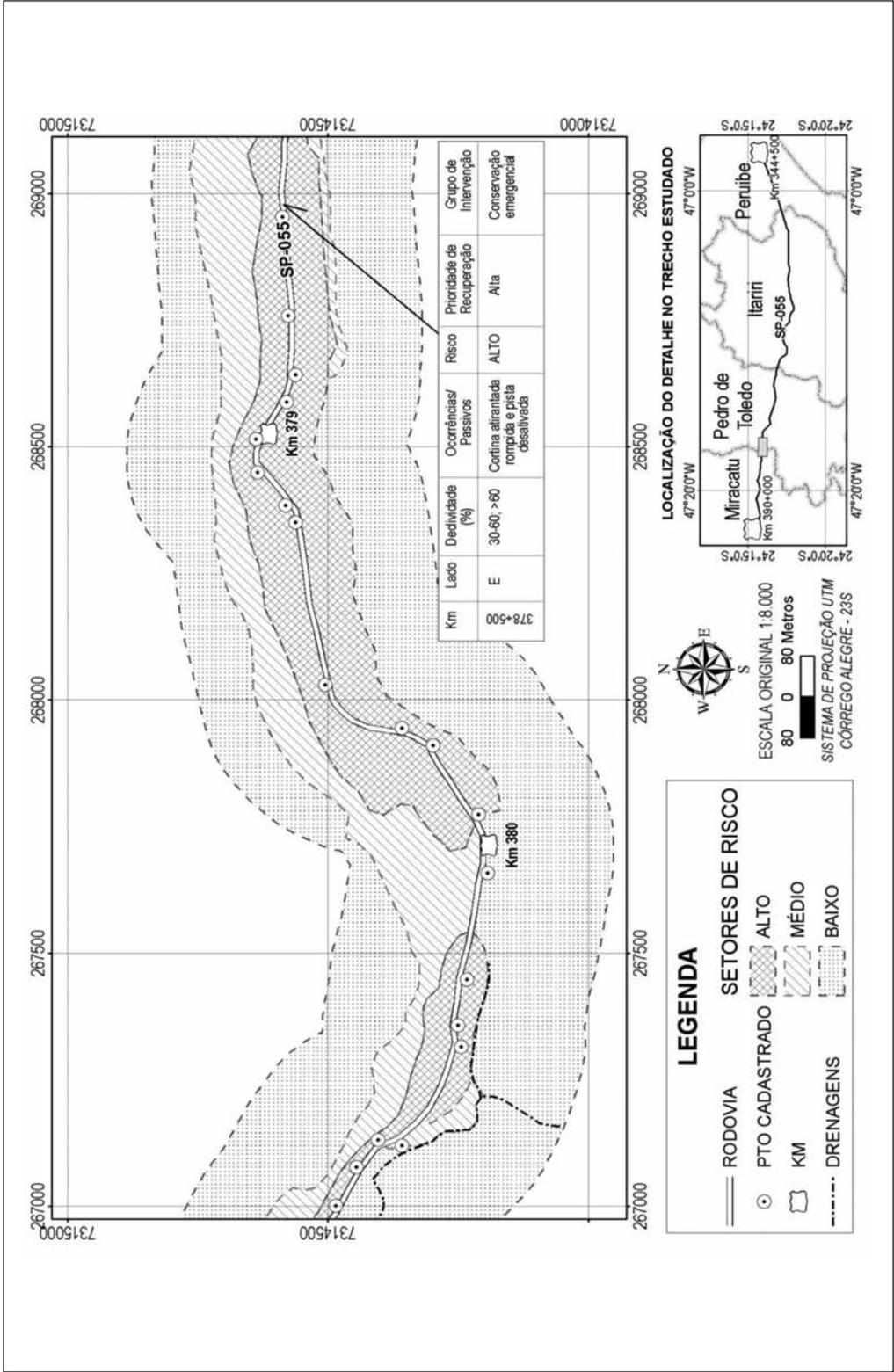


Fig. 3 – Extrato ilustrativo da carta de risco de escorregamentos da SP-055 no trecho entre os km 378 e 381 (Garibaldi, 2004).

As análises dos acidentes com escorregamentos (Garibaldi, 2004) apontam a região de Pedro de Toledo e da serra como as mais críticas. Assim, entre os trechos analisados, constatou-se que este é o mais provável para ocorrer à interdição da rodovia, congestionamentos e acidentes quando da ocorrência dos escorregamentos.

4.9 – Caracterização e classificação dos passivos ambientais associados a escorregamentos

A caracterização e classificação dos passivos ambientais foi muito facilitada através da Carta de Riscos de escorregamentos, tendo sido constatada a seguinte situação:

- que os tipos de passivos ambientais, predominantes, no trecho estão associados às ocorrências de escorregamentos estruturados em solo saprolítico e saprolito. Essas ocorrências estão relacionadas com os condicionantes geológico-geotécnicos da área, ausência e/ou deficiência dos sistemas de drenagem superficial e revestimento vegetal das superfícies dos cortes. Tal constatação não é comum apenas ao trecho estudado, outros trabalhos e Autores (Vicentini, 1999; Romanini, 2000; DER/SP e BID, 2001; ARTESP, 2003) constataram a mesma situação em outras rodovias brasileiras;
- dos 124 pontos cadastrados, 36 deverão ser recuperados imediatamente e justificam a implementação de um Programa de Gestão de Passivos Ambientais associados a escorregamentos;
- 60 pontos, embora se caracterizem como passivos ambientais, encontram-se em situação de risco baixo, portanto, a recuperação dos mesmos adquirem uma prioridade também baixa e poderão, a médio prazo, serem recuperados através de obras do Grupo I (Conservação Especial) e em alguns casos obras de conservação de rotina (DER/SP, 1999). Desta análise pode-se verificar a deficiência no sistema de manutenção da rodovia;
- existem 34 pontos que estão numa situação intermediária, ou seja, encontram-se em situação de risco médio, logo a prioridade de recuperação também é média e deverão ser recuperados através de obras que fazem parte do Grupo I (Conservação especial) e Grupo III (Restauração e/ou melhoramentos sem alteração de traçado). No entanto, pontos de riscos médios poderão se tornar de risco alto, a depender das intervenções antrópicas aliadas às características pluviométricas, logo a prioridade de recuperação também poderá ser alterada;
- os passivos ambientais foram classificados de acordo com DER/SP e BID (2001), agregando mais um grupo dentro da segunda categoria. Constatou-se que a maioria dos passivos ambientais faz parte da Primeira Categoria e do Grupo I, e corresponde a ocorrências internas à faixa de domínio decorrentes da construção e operação da rodovia. Estes refletem deficiências de projeto, implantação e de conservação da mesma. Os passivos associados a escorregamentos estão relacionados, grandemente, aos cortes em solo de alteração de rocha realizados para implantação da rodovia (Figura 4);
- dentro da segunda categoria, agregou-se mais um grupo de passivos, que são as ocorrências geradas por terceiros dentro da faixa de domínio. Dentro deste grupo, estão as intervenções nos cortes para a retirada de materiais para empréstimos.

Na Figura 5 verifica-se a distribuição dos passivos ambientais ao longo da rodovia e os riscos de escorregamentos associados aos mesmos. Nota-se que o maior número de ocorrências críticas está entre o km 353 e 354; 359 e 361, 378 e 382.

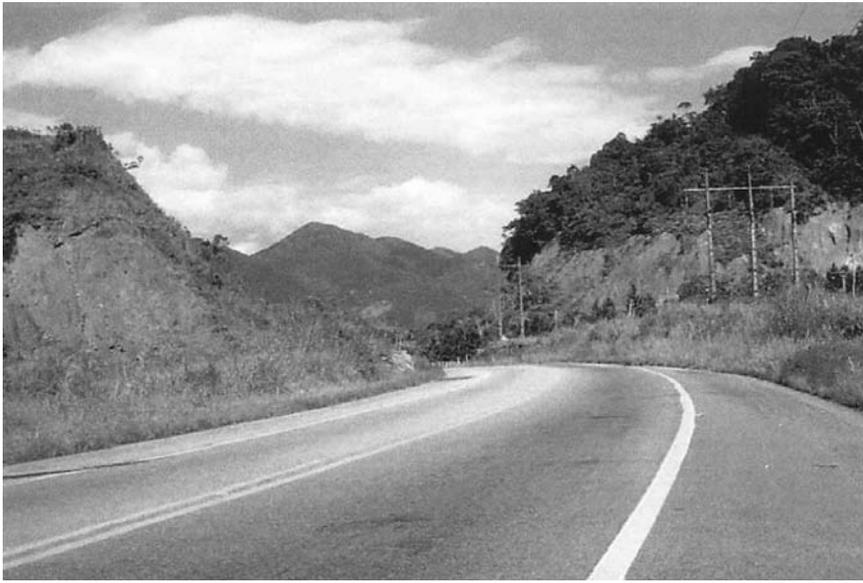


Fig. 4 – Exemplo de passivo ambiental localizado na faixa de domínio pertencente à 1.^a Categoria e Grupo I do DER/SP; BID (2001), km 353+100 ao 353+400.

4.10 – Medidas propostas para gestão dos passivos ambientais

A gestão dos passivos ambientais passa pela análise dos processos que põem em risco o corpo estradal, a segurança do usuário, e a ocupação do entorno da rodovia. Corresponde a uma avaliação da gravidade do passivo ambiental para estabelecer prioridades. Dessa forma, realizou-se a separação dos mesmos em quatro grupos, orientando-se na Carta de Riscos de Escorregamentos:

- passivos ambientais com inúmeras situações de risco alto instaladas (risco generalizado) que precisam de recuperação imediata;
- passivos ambientais com situações de riscos alto e médio localizadas com a possibilidade de serem minimizadas pela realização de obras de estabilização e drenagem;
- passivos ambientais com riscos já minimizados pela realização de obras, mas que necessitam de recuperação, manutenção e supervisão, pois as obras encontram-se em situação precária e/ou localizam-se em terrenos de alta suscetibilidade aos processos;
- passivos ambientais com riscos baixos, que deverão ser supervisionados e futuramente recuperados.

Independentemente da ação de gestão a ser adotada, todos os pontos deverão ser supervisionados no âmbito de um Plano Preventivo de Escorregamentos (PPE). Mesmo os locais onde serão implantadas obras, as mesmas deverão ser supervisionadas, pois trata-se de uma região que apresenta alta suscetibilidade à ocorrência dos escorregamentos.

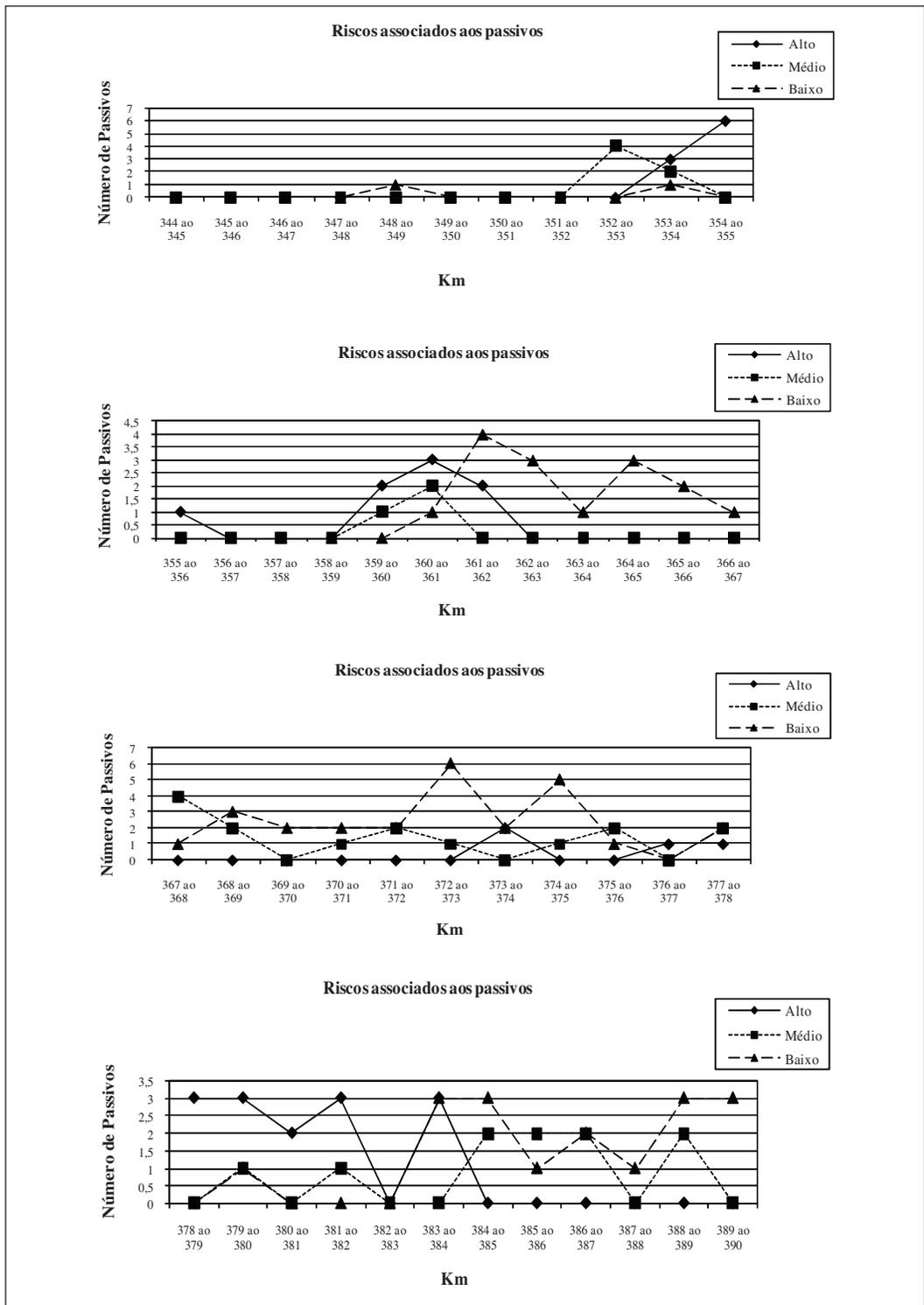


Fig. 5 – Distribuição dos passivos ambientais e os riscos de escorregamentos associados aos mesmos, ao longo da rodovia.

4.10.1 – Hierarquização dos passivos ambientais a serem recuperados

A hierarquia e prioridade de recuperação de cada área são função do grau de risco associado à mesma, conforme discutido anteriormente. Assim, foi possível propor diferentes ações de gestão e intervenções, que são apresentadas no Quadro 10.

Quadro 10 – Proposta de gestão para os passivos ambientais associados a escorregamentos.

Nº total de pontos cadastrados	Nº de pontos/risco	Graus de riscos e prioridade de recuperação	Grupos de intervenções	Outras ações de gestão
124	36	Alto (a)	Conservação de emergência e Grupo III	Todos os pontos deverão de supervisionados especialmente no período chuvoso no âmbito de um PPE
	34	Médio (a)	Grupo I e III	
	60	Baixo (a)	Conservação de rotina e Grupo I	

Nota: Grupo I = Conservação especial; Grupo III = Restauração e/ou melhoramentos sem alteração de traçado.

No Quadro 10 verifica-se o número total de pontos cadastrados, número de casos críticos, gravidade das ocorrências (segundo graus de riscos geológicos) e as ações de gestão. As características dos passivos ambientais e as soluções propostas nos respectivos grupos do DER/SP (1999) poderão ser classificadas em diferentes categorias:

- soluções de engenharia: abrangem todos os requisitos de um projeto rodoviário (drenagem, estabilização de taludes, revestimento vegetal, ajustes de traçados, implantação de passarelas, etc.);
- soluções ambientais: recomposição de vegetação em APP; recuperação de áreas de apoio, retirada de depósitos de lixo da faixa de domínio, remoção e/ou reassentamento de população de baixa renda, etc.;
- soluções administrativas: ações de fiscalização para readequação da ocupação da faixa, para evitar deposição de lixo e entulho na faixa, retirada de materiais de empréstimos, etc..

Logo, a grande maioria de obras para recuperação dos passivos ambientais associados a escorregamentos na SP-55 seria enquadrada como soluções de engenharia.

4.10.2 – Passivos ambientais a serem supervisionados e monitorados

Os diferentes graus de riscos identificados, os passivos definidos, bem como os grupos de intervenções propostos, poderão ser alterados a depender das características das chuvas, ações antrópicas e ações do DER. Assim, áreas de risco baixo podem se transformar em risco médio e, portanto, a prioridade de recuperação e os tipos de intervenções também poderão mudar. Áreas de risco médio e alto podem se transformar em áreas de risco baixo, ou ausente, através da execução de obras de contenção.

Desta forma, todas as áreas cadastradas deverão ser supervisionadas, especialmente no período chuvoso. As áreas caracterizadas como de risco alto, caso não possam ser recuperadas imediatamente deverão ser acompanhadas através de um programa de supervisão e monitoramento. Os pontos cadastrados que necessitam deste tipo de gestão se localizam, especialmente, no trecho serrano (km 378+000 ao 385+000). Mesmo áreas já contempladas com obras deverão ser supervisionadas,

pois tem sido freqüente o insucesso de inúmeras obras de estabilização por deficiência nos projetos, execução e falta de manutenção. Constatou-se que, áreas que foram contempladas com a realização de obras conseguiram minimizar os riscos existentes e colaboraram para segurança da rodovia e dos usuários. No entanto, diversos fatores contribuíram para que tais obras permanecessem em situação de risco (Figura 6).

A deficiência de manutenção pode contribuir para o surgimento de novas situações de riscos e levar ao comprometimento das obras realizadas. Problemas desta natureza são cada vez mais freqüentes em rodovias que priorizam a adoção, apenas, de medidas estruturais para redução de riscos. Os locais mais críticos que deverão ser supervisionados e monitorados estão entre os km 378+000 e 385+000.

Durante o cadastramento dos passivos ambientais constatou-se, também, a existência de linhas de alta tensão, postes e obras de sinalização que já foram e poderão ser danificadas com a evolução dos processos. Assim, a presença destas estruturas localizadas em taludes que apresentam alta suscetibilidade à ocorrência de escorregamentos, caracterizou-se como uma situação crítica no trecho, e a estes locais foi atribuída uma ordem maior de prioridade para recuperação e ainda a gestão através da supervisão ambiental. Esta ação visa evitar falhas no sistema que podem levar às interrupções nas transmissões e comprometimento da rodovia, caso os taludes entrem em ruptura e estas estruturas atinjam as pistas. Os locais mais críticos estão entre os km 353+400 e 354+850 e km 378+000 e 385+000.



Fig. 6 – Cortina atirantada provisória em situação precária, km 379+500 – lado esquerdo.

4.10.3 – Gestão de passivos ambientais através da implementação de um Plano Preventivo e de um Plano de Atendimento Emergencial de Escorregamentos

Entende-se como principais condicionantes para este tipo de gestão, o grande número de situações de riscos de escorregamentos existentes, principalmente, entre os km 378+000 e 385+000, que podem ser classificados como risco generalizado, a grande suscetibilidade dos materiais, declividades superiores a 60% aliada ao modelo de infra-estrutura e manutenção.

Uma solução que passe diretamente para a implantação de obras de estabilização e drenagem, visando à minimização dos riscos pode ser inviabilizada, por exemplo, pela questão da disponibilidade de recursos. Este quadro qualificaria este trecho como trecho para gestão das situações de riscos através um de PPE- Plano Preventivo de Escorregamentos e um PAEE - Plano de Atendimento Emergencial de Escorregamentos. Os critérios técnicos para elaboração, implantação e operação destes Planos são discutidos em Garibaldi (2004) e Garibaldi et al. (2006).

Com base nos trabalhos dos referidos autores, constata-se que a operação do PPE e do PAEE deve ter sintonia com o período chuvoso, pois é quando verifica-se a maior possibilidade de ocorrência de escorregamentos. Outro aspecto a ser considerado é a avaliação de totais mensais de chuvas em relação à média histórica (Cerri, 1993; Garibaldi, 2004; Garibaldi *et al.*, 2006).

Logo, avaliando-se as características climáticas da região, constatou-se que a operação dos Planos deve ocorrer, inicialmente, entre os meses de setembro e abril de cada ano; que a precipitação diária de 66mm e valores acumulados de 03 dias da ordem de 100mm representam índices críticos. As massas de ar de grande distribuição espacial e longa duração, e as advecções marítimas apresentam maior possibilidade de deflagrarem escorregamentos na Rodovia estudada. Entretanto, devido a condicionantes estruturais dos materiais mapeados, chuvas intensas de curta duração também são críticas.

5 – DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

Para realização deste trabalho efetuou-se a identificação, análise e a hierarquização das situações de riscos associados a escorregamentos, de forma relativa, pela comparação entre as situações de riscos identificadas.

Analisaram-se os riscos que envolvem a possibilidade de danos sociais e econômicos para a população do entorno da rodovia e para os usuários da mesma. Os prejuízos econômicos para a rodovia também foram analisados. Após, cartografou-se os setores de risco alto, médio e baixo, possibilitando-se propor as diferentes ações de gestão dos passivos ambientais.

A primeira ação de gestão corresponde à recuperação dos passivos associados a escorregamentos na rodovia. Esta ação está diretamente associada aos graus de riscos e é aplicável em quatro grupos distintos: Conservação de Rotina, Grupo I (obras de conservação especial), Grupo III (restauração e/ou melhoramentos sem alteração de traçado) e Conservação de emergência.

Após, efetuou-se a hierarquização dos passivos ambientais a serem recuperados, utilizando-se a Carta de Riscos de Escorregamentos, as características operacionais da rodovia e de seu entorno. As demais ações definidas correspondem à supervisão e monitoramento ambiental dos taludes, de obras de estabilização, drenagem e outras obras civis, e gestão através da implementação de um Plano Preventivo e um Plano de Atendimento Emergencial de Escorregamentos. Frente aos resultados obtidos nas diversas fases do trabalho, verificou-se que:

- os escorregamentos estruturados em taludes de corte foram os principais processos identificados;
- existe um grande número de áreas de riscos associados a escorregamentos, diferentes processos que levam aos acidentes, diversidade de relevo, geologia e precipitações pluviométricas elevadas e, ainda, a falta de manutenção;
- das 124 áreas cadastradas, 36 estão em situação de risco alto e necessitam de recuperação imediata; as situações mais críticas estão entre os km 378 e 385. Nota-se que é este o trecho o mais provável para ocorrer a interdição da rodovia, congestionamentos e acidentes;
- a caracterização dos danos econômicos para a rodovia mostrou que a suscetibilidade dos processos condiciona a natureza dos danos e os tipos de intervenções e que os principais componentes da rodovia a serem danificados pelos processos são: os acostamentos, sinalização, obras de arte especiais e drenagem;

- foram caracterizados muitos danos sociais e econômicos para os usuários da rodovia, quando da ocorrência de escorregamentos, que representam significativos impactos ambientais negativos;
- a hierarquia, prioridade de recuperação de cada área, tipo de intervenções e demais ações de gestão são condicionadas pelos graus de riscos de escorregamentos relacionados às áreas;
- a maioria dos locais considerados como Passivo Ambiental localiza-se dentro da faixa de domínio e está associada aos cortes executados para a implantação da rodovia, aos escorregamentos estruturados, e pode ser enquadrada na 1.^a categoria, Grupo I do DER/SP; BID (2001);
- alguns passivos representam antigas áreas de empréstimos utilizadas na construção da rodovia, as quais, aparentemente, não receberam nenhum tratamento visando à reintegração das mesmas à paisagem; algumas destas áreas continuam sendo utilizadas por terceiros em obras diversas inseridas na área de influência da rodovia, agravando o cenário da degradação já existente;
- locais novos explorados por terceiros, também são freqüentes, entretanto, os mesmos podem ser considerados como de pequeno número quando comparados àqueles herdados da implantação;
- a escala (1:10 000) definida para apresentação da carta de riscos de escorregamentos deu subsídios para hierarquização dos passivos ambientais e prevenção de novas ocorrências. A mesma caracteriza-se como uma escala de detalhe e a carta de riscos poderá ser aplicada para projetos, e dirigida ao planejamento do uso do solo, ou seja, gestão ambiental da rodovia.

6 – CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

Frente aos resultados obtidos neste trabalho conclui-se que as Cartas de Riscos caracterizam-se como importantes ferramentas na gestão ambiental de rodovias e de outros empreendimentos lineares. São um instrumento fundamental na hierarquização, priorização dos locais a serem recuperados, na seleção dos locais a serem monitorados e supervisionados e, portanto, no acompanhamento da dinâmica da área. Possibilitam o controle sobre o estado geral dos taludes; permitem interferir em fases anteriores à ocorrência dos processos que levam a risco alto; realizar previsões de instabilidades e efetuar a ação de gestão mais adequada. Dessa forma, é possível recomendar que a gestão de passivos ambientais em rodovias envolva os seguintes aspectos:

- os fundamentos da gestão de riscos associados a escorregamentos, contemplando a cartografia de riscos e os planos preventivos de escorregamentos, e que os estudos dos passivos ambientais associados a escorregamentos apresentem também um caráter preventivo. Logo, estes estudos devem visar ao levantamento de informações para serem articuladas a um Sistema de Gestão Ambiental da Rodovia;
- a definição dos níveis de segurança dos taludes de acordo com os graus de riscos geológico-geotécnicos;
- a freqüência de atualização do banco de dados deve estar relacionada com o período chuvoso. Assim, uma vez por ano deve-se realizar a atualização de todo levantamento efetuado. A supervisão ambiental deve ser realizada rotineiramente em conjunto com as atividades de conservação, estabelecendo uma manutenção sistematizada e a constante atualização do banco de dados.

Finalmente, conclui-se que a Sistemática mostrou-se adequada frente aos objetivos estabelecidos e trará importante contribuição à gestão ambiental de rodovias e de outros empreendimentos lineares.

7 – AGRADECIMENTOS

Agradecemos aos seguintes amigos: Engenheiro Rubens Augusto Shiguirara; Engenheiro Alexandre Zuppolini; Engenheiro Everson Guilherme Grigoletto; Dr. José Francisco Gerra da Silva do DER/SP; Dr. Eduardo Silva, na época Diretor de Engenharia do DER/SP; ao Geólogo Gustavo Ciotto e às Engenheiras Márcia Regina Mora e Débora Regina Dias.

8 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Agência Reguladora de Transportes do Estado de São Paulo – ARTESP; Consórcio Rodoviário. (2003). *Relatório de ampliação e meio ambiente no 02 - Tomo III – Meio Ambiente – Avaliação Ambiental do 3.º RADA*. Artesp. São Paulo, 205p.
- Augusto Filho, O. (1994). *Cartas de riscos de escorregamentos: uma proposta metodológica e sua aplicação no município de Ilha Bela, SP*. Escola Politécnica, Universidade de São Paulo. São Paulo. Dissertação (Mestrado), 163p.
- Bellia, V.; Santos, L.F.T. (1998). *Gestão ambiental de rodovias e malhas viárias: conceitos e métodos de trabalho*. 3º Encontro Ibero-Americano de Unidades Ambientais do Setor de Transportes. Disponível em: <http://200.180.3.8/iiiiencontro/autores/indice.htm>. Acesso em: 27/06/02.
- Bolt, B.A.; Horn, W.L.; Macdonald, G.A.; Scott, R.F. (1975). *Geological Hazards*. Berlin: Springer-Verlag, 328p.
- Cerri, L.E.S. (1993). *Riscos geológicos associados a escorregamentos: uma proposta para prevenção de acidentes*. Instituto de Geociências e Ciências Exatas, Universidade Estadual Paulista. Rio Claro. Tese (Doutorado), 197 p.
- Costa, R.M. (2010). *O papel da supervisão ambiental e proposta de avaliação de desempenho ambiental em obras rodoviárias*. Escola Politécnica, Universidade de São Paulo. São Paulo. Dissertação (Mestrado), 351 p.
- Cruden, D.M.; Varnes, D.J. (1996). *Landslides types and processes*. Landslides Investigation and Mitigation. National Academy Press Washington, D.C. (Special Report, 247), pp. 36-75.
- Cunha, M.A; Farah, F. (1991). *Manual de ocupação de encostas*. IPT. Publicação 1831. São Paulo, 216p.
- Departamento de Estradas de Rodagem do Estado de São Paulo – DER; Instituto de Pesquisas Tecnológicas - IPT (1991). *Taludes de rodovias: orientação para diagnóstico e soluções de seus problemas*. Publicação IPT no. 1843. São Paulo.
- Departamento de Estradas de Rodagem do Estado de São Paulo – DER. (1999). *Instruções Ambientais para Empreendimentos Rodoviários do DER/SP – Conceitos e Abrangências de Gestão Ambiental*. 1999. São Paulo – Secretaria dos Transportes – DER. vol. I, abril de 1999, 135p.
- Departamento de Estradas de Rodagem – DER/SP; Banco Interamericano de Desenvolvimento - BID. (2001). *Programa de Recuperação de Rodovias DER/BID – Projeto BR-0295*. Relatório de Avaliação Ambiental do Programa. São Paulo, 1, CD-ROM.
- Fukuoka, M. (1980). *Landslides associated with rainfall*. Geotechnical Engineering, Bangkok, v.2, pp. 1-29.

- Galves, M.L.; Avo, A.M. (1999). *Investigação do passivo ambiental de rodovias por meio de indicadores de impacto*. Seminário Nacional. A Variável Ambiental em Obras Rodoviárias, Foz do Iguaçu. Anais. Curitiba, PR, FUPEF, pp. 329-333.
- Garibaldi, C.M. (2004). *Gestão de Passivos Ambientais Associados a Escorregamentos em Rodovias: Contribuições ao Cenário Metodológico*. Escola Politécnica, Universidade de São Paulo. São Paulo. Tese (Doutorado), 287p.
- Garibaldi, C.M.; Soares, L.; Dias, D.R. (2006). *Diretrizes para el licenciamento y control ambiental de áreas de apoyo de obras de conservación carreteras del estado de São Paulo - Brasil*. Congreso Internacional de Transporte y Desarrollo Urbano. Asociación de Ingeniería de Transportes de Costa Rica. Costa Rica, p. irreg.
- Ridente, J.L.J. (2008). *Análise da utilização de cartas geotécnicas em diferentes escalas para a gestão ambiental de rodovia em operação*. Instituto de Geociências e Ciências Exatas, Universidade Estadual Paulista. Rio Claro. Tese (Doutorado), 182p.
- Rocha, L.A.; Rocha, A.L.M. (1999). *Considerações preliminares sobre levantamentos de passivo ambiental em rodovias*. Seminário Nacional. A Variável Ambiental em Obras Rodoviárias. Anais. Paraná, pp. 417-426.
- Romanini, P.U. (2000). *Rodovias e Meio Ambiente: Principais impactos ambientais, incorporação da variável ambiental em projetos rodoviários e Sistema de Gestão Ambiental*. São Paulo. vol. I, Tese (Doutorado) Instituto de Biociências da Universidade de São Paulo, 127p.
- Silva, V.C.R. (1997). *Gerenciamento de riscos de escorregamentos: discussão sobre a implementação de um Plano Preventivo de Defesa Civil no município de São Paulo*. Escola Politécnica Universidade de São Paulo. São Paulo. Dissertação (Mestrado), 194p.
- Vicentini, V.L.P. (1999). *Metodologia para avaliação ambiental de programas de restauração e/ou melhoramento de rodovias*. Ciência Ambiental, Universidade de São Paulo. São Paulo. Dissertação (Mestrado), 210p.

OTIMIZAÇÃO DA COAGULAÇÃO/FLOCULAÇÃO PARA TRATAMENTO DE LIXIVIADOS

Optimization of the coagulation/flocculation for leachate treatment

Patrícia Maria de Souza Paulino*

Etiene Elayne Meireles da Rocha**

Joelma Morais Ferreira***

Maurício Alves da Motta Sobrinho****

RESUMO – Os riscos ambientais apresentados pelo descarte de lixiviados estão relacionados às altas concentrações de poluentes orgânicos e nitrogênio amoniacal. O presente trabalho consiste na avaliação do processo de coagulação/floculação no tratamento de lixiviados gerados no Aterro da Muribeca-PE. Foi determinada a melhor dosagem da cal através de um planejamento fatorial 24. Para análise dos resultados do planejamento experimental fatorial, diagramas de Pareto com nível de significância de 95% foram empregados para ilustrar as estimativas dos efeitos principais lineares e de segunda ordem. A significância dos efeitos foi testada por análise de variância (ANOVA). Através do planejamento fatorial observou-se que a concentração de cal influenciou o processo tanto nos resultados da turbidez como para a remoção da cor e que estes resultados não estão associados apenas à concentração do agente coagulante, mas também a influência de outros fatores como a velocidade de floculação, tempo de floculação, massa do coagulante e tempo de sedimentação.

ABSTRACT – The great environmental impact of leachates is due to the high concentrations of organic pollutants and ammonia. To minimize the problems caused by the discharge of effluents into the environment it is important to develop and optimize more efficient treatment methods. The present study evaluates the coagulation/flocculation treatment of leachate generated in the landfill Muribeca-PE. The best dose of calcium hydroxide was determined through a 24 factorial design. For analyzing the results of the experimental design, Pareto diagrams with a significance level of 95% were used to illustrate the estimates of main linear and second order effects. The significance of the effects was tested by analysis of variance (ANOVA). Through factorial design it was observed that the concentration of lime to the optimum conditions has influenced the process both for the results of turbidity and for the removal of color and that these results are not only linked to the concentration of coagulant, but also to the influence of other factors (flocculation speed, flocculation time, etc.).

PALAVRAS CHAVE – Resíduo sólido, planejamento experimental, hidróxido de cálcio.

* Bolsista de Doutorado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Pernambuco. Mestre em Engenharia Civil pela UFPE. E-mail: patricinhapaulino@gmail.com

** Bolsista de Doutorado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Pernambuco. Mestre em Engenharia Civil pela UFPE. E-mail: etirocha@gmail.com

*** Bolsista de Pós-Doutorado PNP/FACEPE/CAPEs, Departamento de Engenharia Química da Universidade Federal de Pernambuco. Doutora e Mestre em Engenharia Química pela UFCG. E-mail: joelma@ufpe.br

**** Professor Adjunto do Departamento de Engenharia Química da Universidade Federal de Pernambuco, Doutor em Engenharia Química pelo INPL (Nancy-França), Pesquisador 2 do CNPq. E-mail: mottas@ufpe.br

1 – INTRODUÇÃO

A movimentação da água, oriunda da umidade e das chuvas, através do aterro sanitário que carrega materiais em suspensão e dissolvido, com alto potencial de contaminação do meio ambiente, é um dos principais problemas ambientais do tratamento de resíduos sólidos por disposição em solos. Este efluente, com elevado grau de poluição, é denominado "lixiviado" ou "líquido percolado". A composição dos lixiviados depende da natureza dos resíduos armazenados, da idade do aterro sanitário, do estágio de evolução, do tipo de técnica de armazenamento e da administração do aterro ou lixão.

A geração de lixiviados constitui-se na principal preocupação quanto à degradação ambiental de áreas localizadas próximas ao local de disposição final dos resíduos sólidos, uma vez que o tratamento desses efluentes tem-se mostrado um grande desafio. Esta dificuldade é função da significativa variabilidade de suas características, dependente de inúmeros fatores, quase sempre de difícil determinação, além da imprevisibilidade das vazões aplicadas, da recalitrância destes e de sua elevada carga poluente.

A legislação ambiental exige tratamento adequado para o lançamento dos lixiviados em corpos hídricos. Geralmente, para atender os padrões estabelecidos, é necessária uma combinação de diferentes métodos (Trebouet *et al.*, 2001).

Se o aterro sanitário não dispuser de um sistema de coleta de lixiviados, estes contaminantes podem alcançar os lençóis freáticos e causar problemas ambientais e de saúde pública em um raio que pode atingir centenas de quilômetros do ponto de contaminação. Tipicamente, o lixiviado é anóxico, rico em íons e com altas concentrações de íons metálicos, especialmente de ferro. As principais razões associadas à periculosidade dos lixiviados são as altas concentrações de compostos orgânicos e de nitrogênio amoniacal. Agentes patogênicos e substâncias químicas tóxicas podem também estar presentes (Renou *et al.*, 2008a; Qasim e Chiang, 1994; Mahmud *et al.*, 2012; Sisino, 2000).

A precipitação química é a técnica mais comumente usada para a remoção de metais pesados de águas residuárias. Uma remoção mais eficiente pode ser obtida com a precipitação na forma de sulfetos, mas a precipitação na forma de hidróxidos, usando cal ou soda cáustica, é a mais usada. Isto se deve ao fato da precipitação com sulfeto apresentar maior custo e poder gerar gás sulfídrico, enquanto que a precipitação com hidróxido apresenta menor custo e é menos perigosa (Castilhos Junior *et al.*, 2006; Rodrigues Filho, 2007).

Os efeitos de diferentes dosagens de coagulante e de diferentes valores de pH sobre os processos de coagulação foram avaliados por Maleki *et al.* (2009). Eles utilizaram cloreto férrico e sulfato de alumínio como coagulantes primários. Os resultados experimentais mostraram uma remoção de DQO e de metais pesados de 18% e de 90%, respectivamente, obtidas em pH 6,5 (ótimo para alumínio) com a adição de 1,4 g/L de alumínio e uma remoção de 28% da DQO e de 86% dos metais pesados em pH 10 (ideal para o cloreto férrico) com a adição de 2,0 g/L de cloreto férrico.

Os processos de coagulação-floculação têm sido largamente empregados, também, para remoção de compostos orgânicos não biodegradáveis e metais pesados do lixiviado (Urase *et al.*, 1997). Amokrane *et al.* (1997) utilizaram sais de ferro e de alumínio no tratamento de lixiviados com baixa relação DBO5/DQO, obtendo eficiências de até 65% na redução de DQO e de carbono orgânico total.

Lixiviados do aterro de resíduos sólidos do município de Konya (Turquia) foram utilizados por Yilmaz *et al.* (2010) para avaliar a remoção de cor e matéria orgânica utilizando diferentes coagulantes (Alumínio, FeCl₃, FeSO₄), com ajuste de pH com cal, NaOH e H₂SO₄. Para a remoção de matéria orgânica, as maiores eficiências foram alcançadas com 44% usando 9 g/L de alumínio em pH 11 ajustado com cal e em 45% utilizando 15 g/L de FeCl₃ em pH 3. Estudos de remoção de cor indicaram que a maior eficiência de remoção da cor foi obtida quando o pH foi ajustado com a cal.

A intensidade da cor do lixiviado de aterros é conferida basicamente pela presença de substâncias recalcitrantes de alto peso molecular, denominadas húmicas, que estão presentes na matéria orgânica natural (Renou *et al.*, 2008a), enquanto a turbidez é devida à presença de partículas em estado coloidal, em suspensão, de natureza orgânica ou inorgânica e outros organismos microscópicos (Sawyer *et al.*, 2003).

Estudos focados principalmente em tratamento de águas superficiais e subterrâneas, mostram que a precipitação química com hidróxido de cálcio é capaz de remover moléculas orgânicas recalcitrantes de alto peso molecular, tais como os ácidos húmicos e fúlvicos (Renou *et al.*, 2008b), bem como metais pesados na forma de hidróxido (Kurniawan *et al.*, 2006).

Trabalhos realizados pelo Programa de Pesquisa em Saneamento Básico (PROSAB) avaliaram diversas técnicas de tratamento físico-químico, tais como: precipitação química, coagulação/floculação, adsorção com carvão ativado e reagente de Fenton, sendo que os melhores resultados foram obtidos com o processo de coagulação/floculação, seguido da oxidação com reagente de Fenton (Amorim *et al.*, 2009).

Neste trabalho objetivou-se otimizar o processo de precipitação química de lixiviados oriundos de aterros de resíduos sólidos urbanos através de um planejamento fatorial 24 utilizando leite de cal (solução de cal) de três fabricantes diferentes, avaliando-se a eficiência do tratamento na redução da cor e da turbidez com cada um deles.

2 – MATERIAIS E MÉTODOS

2.1 – Descrição da área de estudo

O Aterro de Resíduos Sólidos da Muribeca (Figura 1) está situado na zona rural, localizado a 16 km da Cidade do Recife, no município de Jaboatão dos Guararapes/PE. O aterro possui uma área total de 64 hectares, com perímetro de 3,85 km.



Fig. 1 – Vista aérea do aterro da Muribeca e da estação de tratamento de lixiviados.

O Aterro da Muribeca funcionou como vazadouro a céu aberto (lixão) desde 1985, atendendo a cidade do Recife e ao município de Jaboatão dos Guararapes, onde recebia todo tipo de resíduos sólidos. Na década de 90, após um diagnóstico do local, foi iniciado um estudo do processo de tratamento dos resíduos e recuperação ambiental, visando à recuperação da área, com o intuito de aumentar o tempo de vida útil do aterro, transformando o lixão em aterro controlado. Esse processo consistiu na construção de nove células, com largura e comprimento médios de 200 m × 200 m, respectivamente, com altura variando de 20 a 40 m, aproximadamente (Lins, 2011). O aterro foi fechado em meados de 2009.

Em 2002, o lixiviado gerado no Aterro da Muribeca deixou de ser lançado diretamente ao Rio Muribequinha e passou a ser drenado e encaminhado para o tratamento na Estação de Tratamento de Lixiviado (ETL) apresentada na Figura 1. A ETL consta de um tratamento biológico que consiste numa série de lagoas de estabilização ordenadas (1 anaeróbia seguida de 3 facultativas) e o tratamento bioquímico, constituído por duas barreiras bioquímicas que utilizam a fitorremediação, para polimento final do lixiviado. O efluente tratado é posteriormente direcionado através de um emissário até o Rio Jaboatão onde é descartado. Anterior a este sistema há duas lagoas de decantação, de onde uma parte do lixiviado é recirculado para o aterro, seguido de uma caixa de medição de vazão.

2.2 – Composição do lixo

Quando em atividade, o aterro da Muribeca recebia diariamente, em média, 2600 toneladas de resíduos sólidos regulares (domésticos), sólidos volumosos (entulhos e raspagens) e resíduos de poda. A composição gravimétrica do aterro, baseada em dados obtidos para a célula experimental da CHESF (Companhia Hidroelétrica do São Francisco), compreende: 46,3% de matéria orgânica; 12,2% de papel/papelão; 19,4% de plástico; 1,9% de metal; 2,7% de madeira; 3,5% de materiais têxteis; 0,8% de borracha e couro; 1% de vidro; 3,6% de fraldas descartáveis; 6% de coco e 2,6% outros (Maciel, 2009).

2.3 – Coleta e preservação das amostras

As amostras foram coletadas na caixa de vazão de entrada da estação de tratamento de lixiviados, situada entre a lagoa de decantação e a lagoa anaeróbia (indicada pela seta na Figura 1. Estas amostras constituíram-se em cerca de 300 litros de lixiviados acondicionados em bombonas plásticas de polietileno, previamente higienizadas. As mesmas foram transportadas ao laboratório do Grupo de Processos e Tecnologias Ambientais (GPTA) do Departamento de Engenharia Química da UFPE, e preservadas a 4°C em um *freezer*.

As análises físico-químicas e os ensaios de precipitação química foram realizados no Laboratório de Contaminação Ambiental do Grupo de Resíduos Sólidos (GRS), no Departamento de Engenharia Civil da UFPE. Ressalta-se que as análises foram realizadas em duplicatas.

2.4 – Parâmetros analisados

Os critérios para caracterização dos efluentes brutos foram rigorosamente seguidos, a partir dos *Standard Methods for Examination of Water and Wastewater* (APHA *et al.*, 1998). Foram analisados os seguintes parâmetros físico-químicos para a caracterização dos lixiviados: pH; Cor; Condutividade; Turbidez; Sólidos Totais (ST); Sólidos Suspensos Totais (SST); Sólidos Dissolvidos Totais (SDT); Sólidos Sedimentáveis (SS); Demanda Química de Oxigênio (DQO) e Demanda Bioquímica de Oxigênio (DBO5). O Quadro 1 apresenta a metodologia utilizada para cada um destes parâmetros. Os parâmetros cor e turbidez foram analisados antes e após os ensaios de coagulação/floculação.

Quadro 1 – Metodologias utilizadas na caracterização do lixiviado (APHA *et al.*, 1998).

Parâmetro	Método	Equipamentos
pH	Eletrométrico - SMEWW 4500 B	Potenciômetro - DM 22 (Digimed)
Cor (Hazen)	Fotocolorimétrico - SMEWW 2120 C	Espectrofotômetro - Spectroquant Nova 60 (MERCK)
Condutividade ($\mu\text{S}/\text{cm}$)	Condutância elétrica - SMEWW 2510 B	Condutivímetro - DM 32 (Digimed)
Turbidez (NTU)	Nefelométrico - SMEWW 2130 B	Turbidímetro - turbiquant 1000 IR (MERCK)
Sólidos Totais (mg/L)	Gravimétrico	Estufa Fanen
Sólidos Suspensos Totais (mg/L)	Adaptado do SMEWW 2540 B, 2540 C, 2540 D	Estufa Fanen
Sólidos Dissolvidos Totais (mg/L)	Adaptado do SMEWW 2540 B, 2540 C, 2540 D	Estufa Fanen
Sólidos Sedimentáveis (mg/L)	Método do cone Imhoff	
DQO ($\text{mg O}_2/\text{L}$)	Titulométrico (Digestão com $\text{K}_2\text{Cr}_2\text{O}_7$) - SMEWW 5220 C	Termoreator de DQO para 8 tubos - ECO 8 (Velp)
DBO ($\text{mg O}_2/\text{L}$)	Manométrico adaptado do SMEWW 5210	Garrafas âmbar com agitador e cabeçotes de leitura de pressão

2.5 – Descrição do procedimento da precipitação química

Os ensaios foram realizados sempre utilizando lixiviado bruto. Como coagulante, foi utilizado o hidróxido de cálcio comercial (CPE e CSP) e o hidróxido utilizado em análise laboratorial (CPA) conforme descritos no Quadro 2. As cales são constituídas basicamente de óxido de cálcio ou óxido de magnésio ou mais comumente pela mistura destes dois compostos.

Quadro 2 – Descrição das diferentes marcas comerciais de hidróxido de cálcio utilizado na pesquisa.

Produto	Descrição	Fabricante	Custo (Kg)
P.A. (CPA)	Uso em laboratório	Fmaia	R\$ 22,40
Comercial (CPE)	Construção civil	Hidrafort	R\$ 1,40
Comercial (CSP)	Construção civil	Quallical	R\$ 0,80

Os ensaios de coagulação/floculação do lixiviado foram realizados em reatores estáticos em batelada *Jar Test* (modelo JT-203). O equipamento possui controle de rotação (agitação mecânica) ajustável até 120 rpm e seis reatores ou jarros, com a forma tronco-prismática de seção transversal quadrada, com capacidade para até 2 L (Figura 2).

Os ensaios no *jar test* foram utilizados com o objetivo de simular em escala de laboratório as condições físicas de coagulação, floculação e sedimentação que poderiam ser observadas posteriormente em escala de campo, seguindo 5 fases: fase 1 - tempo de coagulação; fase 2 - velocidade de

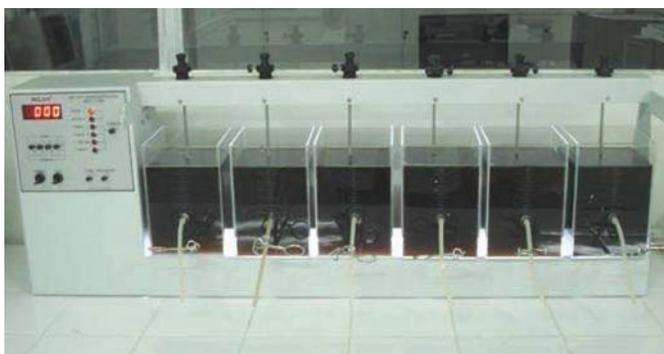


Fig. 2 – Equipamento de *jar test* utilizado nos ensaios de precipitação química.

coagulação; fase 3 - tempo de floculação; fase 4 - velocidade de floculação; fase 5 - tempo de sedimentação. Após os ensaios, foram realizadas as análises do lixiviado tratado avaliando a eficiência quanto à remoção de cor e redução de turbidez.

2.6 – Delineamento experimental para a otimização de condições do processo

O estudo da otimização das condições do processo de coagulação/floculação foi realizado utilizando a metodologia do planejamento experimental do tipo fatorial completo.

O planejamento fatorial de experimentos é uma ferramenta utilizada em otimizações de processos, a qual reduz a quantidade de ensaios a serem realizados no experimento, através de “design” de aproximações geométricas que proporcionam uma forma simples, confiável e eficiente de análise dos dados, já que se utiliza a metodologia de análise de superfície de resposta (RSM). Seus modelos são avaliados por parâmetros estatísticos específicos, contidos na metodologia de análise de variância dos dados (ANOVA). Nesta metodologia de otimização, as variáveis independentes são conhecidas como sendo os fatores, suas variações são chamadas de níveis, enquanto que as variáveis dependentes são tidas como sendo as respostas (Barros Neto *et al.*, 1995).

Elaborou-se um planejamento experimental fatorial completo 2^4 constituído por 19 ensaios, incluindo 3 repetições no ponto central, para verificar os efeitos e as interações das variáveis independentes escolhidas: velocidade de floculação, tempo de floculação, massa do coagulante e tempo de decantação sobre as variáveis resposta cor e turbidez, para os três coagulantes estudados (cal P.A (CPA), cal comercial (CPE) e cal comercial (CSP)). Os parâmetros tempo (60 segundos) e velocidade de coagulação (115 rpm) adotados nesse estudo, foram definidos a partir de estudos realizados por Mello (2011). Os experimentos com as três cales foram realizados em duplicata, com triplicata para o ponto central, permitindo obter-se uma estimativa da influência do erro experimental sobre os resultados dos ensaios.

O Quadro 3 apresenta os níveis das variáveis utilizadas nos ensaios experimentais, onde as combinações dos tratamentos foram aplicadas.

Baseado nos valores dos trabalhos de Andrés *et al.* (2007), Yilmaz *et al.* (2010) e Lins (2011) optou-se por se trabalhar na faixa de concentração de 5,0 a 15,0 g/L para as soluções de cal (leite de cal). Desta forma, foram previamente preparadas dissolvendo 50, 100 e 150g de cal em 1000 mL de água deionizada (C= 50g/L ou 5%; 100g/L ou 10% e 150g/L ou 15%). Em seguida foi adicionado 100 mL do leite de cal em 900 mL do lixiviado, compreendendo um volume final de 1000 mL no *jar test*.

A partir do Quadro 3, foi gerada uma matriz experimental (Quadro 4) com todas as possíveis combinações de níveis dos parâmetros a serem analisados.

Quadro 3 – Variáveis e níveis estudados no planejamento fatorial 2⁴.

Variáveis	Inferior (-)	Central (0)	Superior (+)
Velocidade de floculação (rpm)	36	72	108
Tempo de floculação (min)	5	15	25
Massa do coagulante (g)	50	100	150
Tempo de decantação (min)	10	35	60

Quadro 4 – Variáveis e níveis estudados no planejamento fatorial 2⁴.

Experimento	Massa do coagulante (g)	Velocidade de floculação (rpm)	Tempo de floculação (min)	Tempo de decantação (min)
1	15	108	25	60
2	15	108	25	10
3	15	108	5	60
4	15	108	5	10
5	15	36	25	60
6	15	36	25	10
7	15	36	5	60
8	15	36	5	10
9	5	108	25	60
10	5	108	25	10
11	5	108	5	60
12	5	108	5	10
13	5	36	25	60
14	5	36	25	10
15	5	36	5	60
16	5	36	5	10
17	10	72	15	35
18	10	72	15	35
19	10	72	15	35

Os dados obtidos passaram por uma regressão quadrática, pelo método dos mínimos quadrados em modelos empíricos. A avaliação do ajuste dos dados aos modelos empíricos propostos foi feita pela metodologia da análise de variância (ANOVA) e a otimização do sistema pela metodologia da análise da superfície de resposta (RSM), descritas em Barros Neto *et al.* (1995).

Gráficos de Pareto com nível de significância de 95% foram empregados para ilustrar as estimativas dos efeitos principais lineares e de segunda ordem, em valor absoluto, dos fatores em relação às variáveis respostas estudadas. No gráfico de Pareto, a magnitude de cada efeito é representada pelas colunas e a linha transversal às colunas corresponde ao valor de p igual a 0,05 e indica o quão grande deve ser o efeito para ter significado estatístico. O ponto no qual os efeitos estimados são significativos ($p = 0,05$) será indicado pela linha vertical, nas figuras apresentadas.

As análises estatísticas dos planejamentos experimentais, incluindo o gráfico de Pareto foram realizadas usando o programa *Statistica*[®] versão 5.0 (StatSoft, Inc., Tulsa, OK, USA).

3 – RESULTADOS E DISCUSSÃO

3.1 – Caracterização do lixiviado

Nos estudos dos métodos físico-químicos foram empregadas amostras de lixiviado coletadas em diferentes meses do ano. A coleta foi realizada em setembro de 2010. Os resultados da caracterização são apresentados no Quadro 5.

Quadro 5 – Valores médios dos parâmetros obtidos na caracterização das amostras coletadas.

Parâmetros	Valor	Parâmetros	Valor
DBO (mg/L)	1510,0	Sólidos Sedimentáveis 60' (mL/L)	0,0
DQO (mg/L)	2822,0	pH	8,34
DBO/DQO (mg/L)	0,54	Cor (Hazen)	5505,0
Sólidos Totais (ST) (mg/L)	8784,0	Cloretos (mg/L)	670,0
Sólidos Totais Voláteis (STV) (mg/L)	2070,0	Sulfetos (mg/L)	0,20
STV/ST (mg/L)	0,24	Fósforo Total (mg/L)	10,75
Sólidos Dissolvidos Totais (SDT) (mg/L)	8116,0	Turbidez (NTU)	33,18
Sólidos Dissolvidos Voláteis (SDV) (mg/L)	1608,0	Alcalinidade Total (mg/L CaCO ₃)	8558,0
SDV/SDT (mg/L)	0,2	Condutividade (mS/cm)	22,64
Sólidos Suspensos Totais (SST) (mg/L)	1,01	Nitrogênio Amoniacal (mg/L)	2365,0
Sólidos Suspensos Voláteis (SSV) (mg/L)	462,0	SSV/SST (mg/L)	0,69

Os valores elevados obtidos (Quadro 5) para os parâmetros cor e turbidez, assim como os teores de metais (Quadro 6) indicam o processo de coagulação/floculação como uma das etapas de um sistema de tratamento. Conforme pode ser observado, a maior parte dos parâmetros obtidos no Quadro 5 está acima dos limites de lançamento exigidos pela legislação, portaria CONAMA 357/05 e sua portaria retificadora CONAMA 430/2011.

Dentre os valores de metais pesados apresentados, observa-se que a maioria desses está bem abaixo dos valores máximos permitidos para lançamento de efluentes em corpos receptores, excetuando-se o Cromo. Destaca-se a elevada concentração de ferro, que tem baixa toxicidade, o qual pode ser facilmente removido. Ressalta-se que o solo da região tem bastante ferro, podendo este não ser originário dos resíduos sólidos depositados no aterro.

Quadro 6 – Resultados das análises de metais presentes na amostra bruta de lixiviado e os respectivos limites de lançamento para efluentes em corpos receptores.

Elemento	Concentração (mg/L)	*VMP (mg/L)
Fe	7,325	15,0 **
Mn	3,575	1,0**
Zn	4,625	5,0
Cu	N.D.	1,0 **
Ni	N.D.	2,0
Pb	N.D.	0,5
Cr	0,575	0,5

* Valores Máximos Permitidos por Lei para lançamento de efluentes determinados pelas Resoluções CONAMA 357/05 e CONAMA 430/11 (N.D. – Não detectado; ** Dissolvido)

3.2 – Planejamento experimental fatorial 2⁴

3.2.1. – Análise de turbidez

A partir dos resultados do planejamento fatorial completo, o gráfico de Pareto (Figura 3) foi obtido para visualização dos efeitos estimados dos fatores principais.

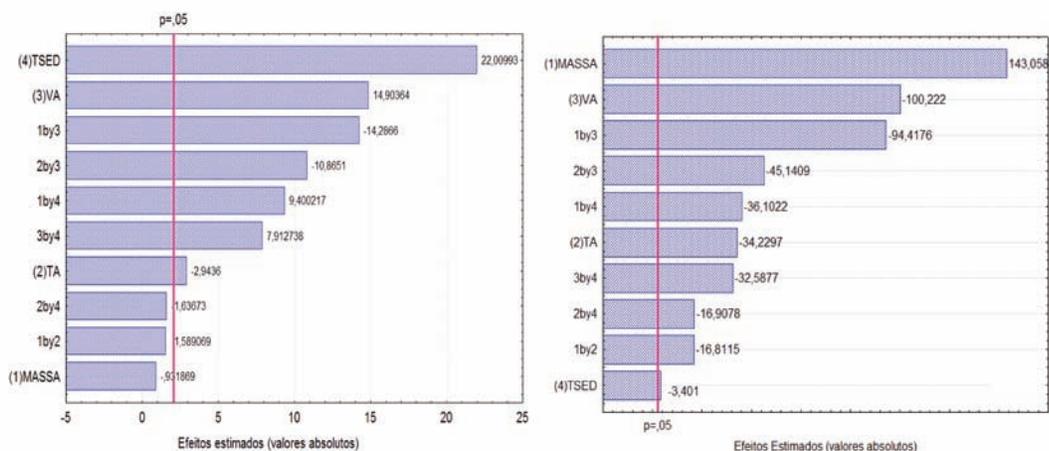


Fig. 3 – Gráfico de Pareto com as variáveis que influenciaram na análise de redução da turbidez para a cal CSP (A) e CPA (B).

Foi possível observar, com auxílio do gráfico de Pareto (Figura 3), que as variáveis que mais influenciaram de forma significativa o processo de coagulação/floculação foram o tempo de sedimentação e a massa do coagulante para cal CSP e CPA respectivamente. Para a cal CPE não foi verificada nenhuma influência significativa no processo das variáveis de entrada nos níveis estudados, fato pelo qual não foi realizado estudo estatístico.

Os dados do planejamento fatorial também foram submetidos a uma análise de variância, análise de regressão e teste F. Verificou-se, conforme os dados contidos no Quadro 7, que o modelo

para a CPA apresenta um coeficiente de determinação ($R^2 = 0,93$) satisfatório e uma regressão estatisticamente significativa ($F_{\text{calculado}}/F_{\text{tabelado}} > 1$), ao nível de 95% de confiança, de acordo com Barros Neto *et al.* (1995). Para a CSP e CPE, o teste F confirma, para regressão, o baixo valor de R^2 obtido de 0,48 e 0,27 respectivamente. Todavia é necessário um ajuste nestes modelos, visto que os valores do teste F_{cal} foram inferiores aos do F_{tab} .

Quadro 7 – Valores calculados da análise da variância (ANOVA) para variável turbidez mediante a utilização do programa Statistica 5.0.

	TURBIDEZ		
	CPA	CSP	CPE
R^2	0,93	0,48	0,27
$F_{\text{calculado}}$	27,22	1,92	0,76
$F_{\text{calculado}}/F_{\text{tabelado}}$	11,73	0,83	0,33

Através da regressão dos dados experimentais da cal CPA com relação ao parâmetro resposta turbidez, foi possível obter um modelo matemático linear codificado para o sistema experimental analisado. Este modelo permite obter o valor aproximado da turbidez, a partir dos parâmetros significativos, sendo representado pela Equação 1.

$$Turb = 88,11 - 30,66 M + 7,34 TA + 21,48 VA + 3,60 M \times TA + 20,24 M \times VA + 7,74 M \times TS + 9,67 TA \times VA + 3,62 TA \times TS + 6,98 VA \times TS \quad (1)$$

na qual: M = massa do coagulante (g); TA = tempo de floculação da amostra; VA = velocidade de floculação (rpm); TS = tempo de sedimentação (s).

Por não ter obtido uma correlação confiável com relação ao parâmetro resposta turbidez, decidiu-se não apresentar a equação empírica e superfícies de resposta para a cal CSP e CPE.

Após uma triagem dos fatores utilizando o planejamento fatorial, uma análise de superfície de resposta foi realizada para a cal CPA. A utilização da Metodologia de Superfície de Resposta possibilita a pesquisa de duas variáveis simultaneamente e a determinação de regiões maximizadas e minimizadas.

A Figura 4 apresenta as superfícies de resposta construídas a partir do modelo obtido para a cal CPA. Através desta observa-se o efeito da velocidade de floculação e da massa sobre a redução da turbidez (Figura 4A) e o efeito da velocidade sobre o tempo de floculação (Figura 4B), onde percebe-se uma redução da turbidez quando utilizou-se maiores faixas de velocidade com menores concentrações da cal e com maiores tempos de floculação, respectivamente.

Estudos como o de Camp (1953), o de Bratby (1981) e o de Di Bernardo (1993) têm previsto a possibilidade de melhorar o desempenho das unidades de floculação quando o gradiente de velocidade é escalonado em sentido decrescente. Esta hipótese baseia-se no fato de que no início da floculação, as partículas encontram-se bastante dispersas na água, de modo que devem ser empregados valores de gradiente de velocidade relativamente altos para aumentar as hipóteses de contato das partículas previamente desestabilizadas, para que assim se formem os flocos. Contudo, à medida que ocorre a floculação, há necessidade de reduzir o gradiente de velocidade para evitar a ruptura excessiva dos flocos que vão se formando. Preferencialmente, os gradientes de velocidade devem ser otimizados a partir de ensaios realizados em reatores estáticos (*jar test*). Neste estudo, a velocidade de floculação foi mantida constante no decorrer do experimento.

A turbidez mostrou-se um parâmetro importante na avaliação da *performance* dos coagulantes, pois a sua redução indica a remoção dos sólidos em suspensão no lixiviado no seu tratamento.

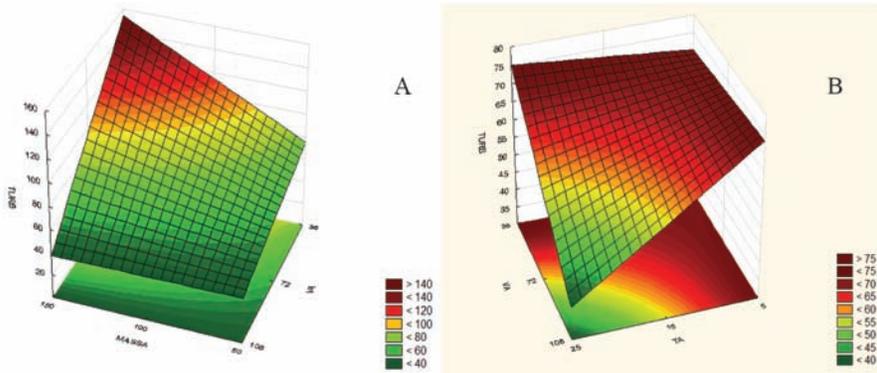


Fig. 4 – Superfícies de resposta em função da redução da turbidez para cal CPA.

3.2.2. – Análise da cor

A Figura 5 apresenta o Gráfico de Pareto obtido no planejamento experimental para a variável dependente cor, no qual o efeito é tão significativo na remoção da cor quanto mais à direita da linha vertical estiver. Também são mostrados os efeitos das interações das variáveis duas a duas. A partir dos gráficos da Figura 5, pode-se observar que todas as variáveis apresentaram efeito significativo na remoção da cor para as três cales estudadas.

O tempo de agitação (TA) e a massa (M) interferiram na remoção da cor de forma inversa (valor negativo do coeficiente), ou seja, quanto maior esse tempo ou a massa ter-se-á menos cor no lixiviado. Considerando as quatro variáveis, a velocidade de agitação (VA) foi a que menos influenciou no processo para as três cales. Avaliando o tempo de sedimentação percebe-se sua influência representativa para a cal CSP (Figura 5A). A interação entre tempo e velocidade de floculação (2 e 3) também exerceu influência para as três cales, afetando na remoção da cor.

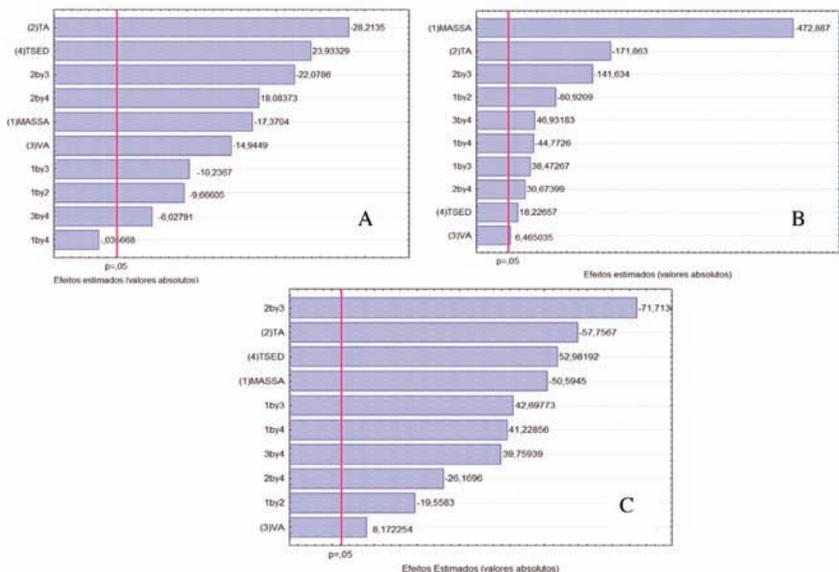


Fig. 5 – Gráficos de Pareto com as variáveis que influenciaram na análise de remoção de cor para a cal CSP (A), CPA (B) e CPE (C).

O Quadro 8 ilustra os valores obtidos para a análise de variância (ANOVA), para as cales CPA, CSP e CPE calculados, mediante a utilização do programa *Statistica*® 5.0.

Quadro 8 – Valores calculados da análise da variância (ANOVA) para variável cor.

	COR		
	CPA	CSP	CPE
R ²	0,86	0,92	0,82
F _{calculado}	1,95	22,68	9,51
F _{calculado} /F _{tabelado}	0,84	9,77	4,01

Uma análise de significância estatística dos valores observados no Quadro 8 é um fator importante, uma vez que os dados experimentais são utilizados para produzir um modelo empírico, através da regressão. O coeficiente de determinação R² quantifica a qualidade do ajuste do modelo, pois fornece uma medida da proporção da variação explicada pela equação de regressão em relação à variação total das respostas. O teste F apresenta a razão entre o F_{calculado} e o F_{tabelado}: sempre que esta relação for maior que 1 a regressão é estatisticamente significativa, havendo relação entre as variáveis independentes e dependentes. Para que uma regressão seja não apenas estatisticamente significativa, mas também útil para fins preditivos, o valor da razão deve ser no mínimo maior que 4 (Barros Neto *et al.*, 1995).

De acordo com os valores apresentados no Quadro 8, verifica-se um coeficiente de determinação (R²) satisfatório para as três cales utilizadas no processo de remoção da cor, no entanto os resultados obtidos através do teste F, indicam que o modelo para a cal CPA necessita de um melhor ajuste, pelo fato da razão de F_{calculado} por F_{tabelado} ter sido inferior a 1.

Pelo fato da cal CSP ter apresentado o melhor ajuste para a remoção da cor, apenas seus resultados serão discutidos. A Figura 6 mostra as superfícies de resposta geradas em *Software Statistica for Windows 5.0*, através do uso dos dados obtidos experimentalmente, após uma otimização realizada com auxílio do planejamento fatorial. Percebe-se a tendência da redução de cor com o aumento do tempo e velocidade de floculação (Figura 6A) e com a diminuição do tempo de sedimentação (Figura 6B).

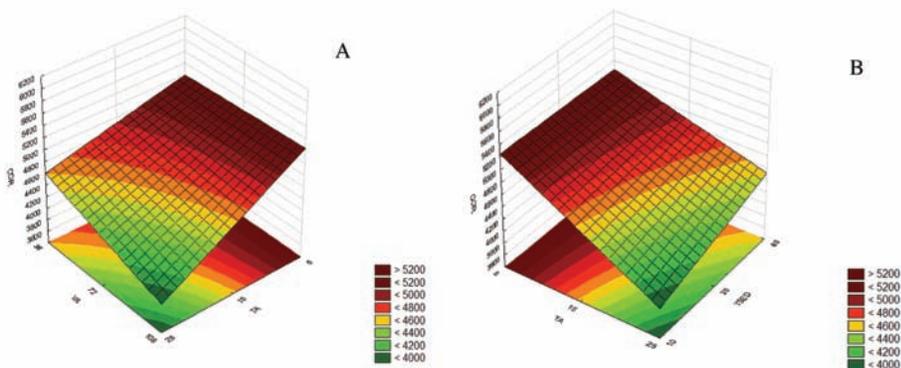


Fig. 6 – Superfície de resposta em função da cor para cal CSP.

Através da regressão dos dados experimentais da cal CSP, com relação ao parâmetro resposta cor, foi possível obter um modelo matemático linear codificado para o sistema experimental analisado. Este modelo pode ser representado na Equação 2.

$$Cor = 5096,05 + 150,0 M + 247,19 TA + 130,94 VA - 209,69 TS + 84,69 M \times TA + \quad (2)$$

$$+ 89,69 M \times VA + 193,44 TA \times VA - 158,44 TA \times TS + 52,81 VA \times TS$$

onde: M = massa do coagulante utilizado (g); TA = tempo de floculação (min); TS = tempo de sedimentação (min); VA = velocidade de floculação (rpm).

Este modelo matemático linear é aplicado para remoção de cor nessas condições estudadas. Os resultados discordaram de Nunes (1996), que afirma que na precipitação com hidróxido de cálcio só há necessidade de mistura rápida.

4 – CONSIDERAÇÕES FINAIS

De modo geral, verificou-se que dentro dos níveis estudados, todas as variáveis independentes evidenciaram a influência significativa dos efeitos principais para redução da turbidez e cor, excepcionalmente quando trabalhou-se com a cal CSP, cujo efeito da concentração de Ca(OH)_2 foi observado apenas através da interação desta variável com as demais para o decréscimo da turbidez.

A clarificação do lixiviado ocorreu progressivamente com o aumento da velocidade de floculação e com o decréscimo dos tempos de sedimentação e floculação, sendo observado que a cor marrom escuro a preta inicial, muda gradualmente de marrom claro a amarelo translúcido. Observou-se ainda que a concentração de cal para as condições ótimas influenciou o processo para a remoção da cor.

Pode-se concluir que o processo de coagulação/floculação com cal pode remover ao mesmo tempo a cor e a turbidez, com valores significativos para o parâmetro cor acima de 80%.

Verificou-se ainda que a velocidade de floculação favorece a remoção da cor por um contato mais íntimo do floco com o líquido, todavia, desfavorece a remoção de turbidez pela desestruturação do floco.

Em relação aos parâmetros físico-químicos analisados nessa pesquisa, e para a correlação estabelecida entre as variáveis estudadas, foi observado que a eficiência do método não está associada apenas à concentração do agente coagulante, mas também a influência de outros fatores (velocidade de floculação, tempo de floculação, etc.).

De acordo com as análises estatísticas, verificou-se que a cal CPA apresentou melhor decréscimo da turbidez enquanto que a cal CSP foi a que mais favoreceu a remoção da cor.

5 – AGRADECIMENTOS

Ao PROSAB5/MCT/FINEP, CAPES, FACEPE e CNPq.

6 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Amokrane, A.; Comel, C.; Veron J. (1997). *Landfill leachates pretreatment by coagulation-flocculation*. Water Research, vol. 31, nº 11, pp. 2775-2782.
- Amorim, A. K. B.; Zaiat, M.; Foresti, E. (2009). *Tratamento físico-químico de lixiviados: estudos em escala de bancada com precipitação química, coagulação/floculação, adsorção em carvão ativado e reagente de Fenton*. In: Gomes, L.P. (coord.). Estudos de caracterização e tratabilidade de lixiviados de aterros sanitários para as condições brasileiras. Rio de Janeiro: ABES, vol. 1, pp. 97-139.

- Andrés, P.; Diaz, A.; Cortijo, M. (2007). *Coagulation-flocculation and ammoniacal stripping of leachates from municipal solid waste landfill*. Journal of Environmental Science and Health, vol. 42, nº 13, pp. 2033-2038.
- APHA – AWWA – WEF (1998). *Standard methods for the examination of water and wastewater*. 18th edition. American Public Health Association, American Water Works Association and Water Environment Federation, Washington, D.C., USA.
- Barros Neto, B.; Scarminio, I. S.; Bruns, R. E. (1995). *Planejamento e otimização de experimentos*, vol.1, 1^a.ed., Série Manuais, Campinas: UNICAMP, 302 p.
- Bratby, J.R. (1981). *Interpreting laboratory results for the design of rapid mixing flocculation systems*. Journ. AWWA, vol. 73, nº 6, pp.318-25.
- Castilhos Junior, A. B; Lange, L. C.; Costa, R. H. R.; Máximo, V. A.; Rodrigues, M. C.; Alves, J. F. (2006). *Principais processos físico-químicos utilizados no tratamento de lixiviado de aterro sanitário*. In: Castilhos Junior, A. B (Coord.). Gerenciamento de resíduos sólidos urbanos com ênfase na proteção de corpos d'água: prevenção, geração e tratamento de lixiviados de aterros sanitários. Florianópolis, ABES, Projeto PROSAB, 494 p.
- Camp, T. R. (1953). *Flocculation and flocculation basins*. ASCE Transactions, vol. 120, pp.1-16.
- CONAMA - CONSELHO NACIONAL DO MEIO AMBIENTE (2005). Resolução nº 357 de 17 de março: dispõe sobre a classificação dos corpos de água e diretrizes ambientais para o seu enquadramento, bem como estabelece as condições e padrões de lançamento de efluentes, e dá outras providências.
<http://www.mma.gov.br/port/conama/legiabre.cfm?codlegi=459>. Acesso em 28 de janeiro de 2008.
- Di Bernardo, L. (1993). *Coagulação e Flocculação*. In: Métodos e Técnicas de Tratamento de Água. Rio de Janeiro: ABES. vol. 1, Brasil.
- Kurniawan, T. A.; Lo, W.; Chan, G. Y. S. (2006). *Physico-chemical treatments for removal of recalcitrant contaminants from landfill leachate*. Journal of Hazardous Materials, vol. 129, nos 1-3, pp. 80-100.
- Lins, E. A. M. (2011). *Proposição e avaliação de um sistema experimental de processos físicos e químicos para tratamento de lixiviado*. Tese (Doutorado em Engenharia Civil - Geotecnia Ambiental), Universidade Federal de Pernambuco, Recife-PE, 227 p.
- Maciel, F. J. (2009). *Geração de biogás e energia em aterro experimental de resíduos sólidos urbanos*. Tese (Doutorado em Engenharia Civil), Universidade Federal de Pernambuco, Recife, PE.
- Mahmud, K.; Hossain, M. D.; Shams, S. (2012). *Different treatment strategies for highly polluted landfill leachate in developing countries*. Waste Management, vol. 32, pp. 2096-2105.
- Maleki, A.; Zazouli, M. A.; Izanloo, H.; Rezaee, R. (2009). *Composting plant leachate treatment by coagulation-flocculation process*. American-Eurasian Journal Agriculture & Environ. Science, vol.5 , nº 5, pp. 638-643.
- Mello, V. F. B. (2011). *Estudo e otimização do tratamento de lixiviados e corantes por processos físico-químicos*. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil - Geotecnia Ambiental), Centro de Tecnologia e Geociências, Universidade Federal de Pernambuco, Recife-PE, 96 p.

- Nunes, J. A. (1996). *Tratamento Físico Químico de Águas Residuárias Industriais*. 4ª edição revista e ampliada. Aracaju: Gráfica Editora J. Andrade Ltda.
- Qasim, S.R.; Chiang, W. (1994). *Sanitary Landfill Leachate: Generation, Control and Treatment*. 1st edition, CRC Press, Boca Raton, 352 p.
- Renou, S.; Givaudan, J. G.; Poulain, S.; Dirassouyan, F.; Moulin, P. (2008a). *Landfill leachate treatment: Review and opportunity*. Journal of Hazardous Materials, vol. 150, n° 3, pp. 468-493.
- Renou, S.; Poulain, S.; Givaudan, J.G.; Moulin, P. (2008b). *Treatment process adapted to stabilized leachates: Lime precipitation–prefiltration–reverse osmosis*. Journal of Membrane Science, vol. 313, n° 1-2, pp. 9-22.
- Rodrigues Filho, G. M. (2007). *Desenvolvimento de processos oxidativos avançados para tratamento de lixiviado do aterro sanitário da Muribeca (PE)*. Dissertação (Mestrado em Engenharia Química), Universidade Federal de Pernambuco, Recife-PE, 74 p.
- Sawyer, C.N.; McCarty, P.L.; Parkin, G.F. (2003). *Chemistry for environmental engineering and science*. 5th ed., New York: McGraw-Hill, 752 p.
- Sisinho, C. L. S. (2000). *Resíduos Sólidos, Ambiente e Saúde: uma Visão Multidisciplinar*. Editora FIOCRUZ, Rio de Janeiro.
- Trebouet, D.; Schlumpf, J.P.; Jaouen, P.; Quemeneur, F. (2001). *Stabilized landfill leachate treatment by combined physicochemical-nanofiltration processes*. Water Research, vol. 35, n° 12, pp. 2935-2942.
- Urase T.; Salequzzaman M.; Kobayashi S.; Matsuo T.; Yamamoto K.; Suzuki N. (1997). *Effect of high concentration of organic and inorganic matters in landfill leachate on the treatment of heavy metals in very low concentration level*. Water Science Technology, vol. 36, n°.12, pp. 349-356.
- Yilmaz, T.; Apaydin, S.; Berktaş, A. (2010). *Coagulation-flocculation and air stripping as a pretreatment of young landfill leachate*. The Open Environmental Engineering Journal, vol. 3, pp. 42-48.

NOTA TÉCNICA



A INFLUÊNCIA DO TIPO DE CIMENTO NA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO SIMPLES DE UMA AREIA ARTIFICIALMENTE CIMENTADA

The influence of cement type on the compressive strength of artificially cemented sand

Jonatan Garrido Jung*

Fernanda Stracke**

Eduardo Pavan Korf***

Nilo Cesar Consoli****

RESUMO – A técnica de melhoramento de solos de baixa capacidade de suporte utilizando cimento Portland tem sido empregada em vários países pelo mundo. O conhecimento dos fatores que influenciam o desempenho de um solo melhorado é de fundamental importância para ser possível a aplicação da técnica. Pesquisas desenvolvidas por Consoli *et al.* (2007, 2009, 2010) trouxeram uma metodologia racional de dosagem para solo-cimento baseada na relação índice de vazios/teor de cimento. É de conhecimento geral que o tipo de cimento influencia diretamente na resistência final do concreto. Entretanto, pouco se sabe sobre este efeito em misturas de solo-cimento. Neste contexto, este estudo visa avaliar a influência do tipo de cimento na resistência mecânica de um solo artificialmente cimentado. O programa experimental realizado foi baseado em ensaios de resistência à compressão simples. Foram avaliados três tipos de cimento Portland (CPV; CII-E; CII-V), além de quatro teores de cimento (3%, 5%, 7%, 9%) e três índices de vazios (0,65; 0,73; 0,81) das misturas solo-cimento. O tempo de cura foi de 28 dias para todos os tipos de cimento. Os resultados mostraram que o tipo de agente cimentante influencia significativamente a resistência final do solo melhorado, sendo que as maiores resistências foram obtidas, respectivamente, para o cimento Portland CP V, CP II-E e CP IV.

ABSTRACT – The technique of ground improvement of low bearing capacity soils using Portland cement has been used in many countries. The knowledge of the factors that influence the ground improved performance is of basic importance regarding the application of the technique. Research developed by Consoli *et al.* (2007, 2009, 2010) brought a rational methodology of dosage for ground-cement based on porosity/cement ratio. It is of common knowledge that the cement type influences directly the final resistance of concrete. However, little is known about this effect in ground-cement mixtures. In this context, the study aims to evaluate the influence of the type of cement in the mechanical behavior of an artificially cemented soil. The experimental program was based on unconfined compression tests considering three types of Portland cement (CPV, CII-E, CII-V), four cement percentages (3%, 5%, 7%, 9%) and three void ratios (0.65; 0.73; 0.81) of the ground-cement mixtures. The curing time was 28 days for all the types of cement. The results have shown that the type of cementitious agent significantly influences the resistance of improved ground at 28 days of curing, the highest resistance having been reached for the early strength Portland cement (CP V), followed by ordinary Portland cement with small insertion of slag (CP II-E) and pozzolanic Portland cement (CP IV).

PALAVRAS CHAVE – Resistência à compressão, solo-cimento, cimento Portland.

* Engenheiro Civil, Mestre em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

E-mail: jonatan.jung@gmail.com

** Engenheira Civil, Mestre em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

E-mail: festracke@hotmail.com

*** Engenheiro Ambiental, Doutorando em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

E-mail: eduardokorf@gmail.com

**** Professor, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

E-mail: consoli@ufrgs.br

1 – INTRODUÇÃO

O cimento Portland tem sido utilizado no melhoramento de solos em vários países pelo mundo. No Brasil são comercializados diversos tipos de cimento Portland, os quais são regidos pela Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT), onde suas características e requisitos são descritos. Na busca por uma metodologia racional de dosagem para solo-cimento, iniciada por Consoli *et al.* (2007, 2009, 2010), este estudo tem o objetivo de ampliar o conhecimento neste tema analisando a influência do tipo de cimento Portland na dosagem de projetos envolvendo melhoramento de solos usando este agente cimentante. Na medida em que se identificam as variáveis que controlam a resistência de solos melhorados com cimento, pode se otimizar os projetos que utilizam esta técnica. Assim como na dosagem de concreto, a escolha do tipo de cimento terá importante influência na resistência obtida pela mistura final, e portanto uma criteriosa escolha se faz necessária para que se obtenha a melhor solução do ponto de vista técnico e econômico. Neste contexto, o objetivo principal do estudo é comparar os resultados de resistência obtidos em ensaios de compressão simples de corpos de prova moldados com três dos principais tipos de cimentos Portland do Brasil, e desta forma quantificar a influência do tipo de cimento na resistência de uma areia artificialmente cimentada em função do tipo de cimento.

2 – PROGRAMA EXPERIMENTAL

2.1 – Materiais

Nos ensaios foi utilizada areia obtida da região de Osório, próxima a Porto Alegre (sul do Brasil), sendo classificada (ASTM, 1993) como uma areia fina limpa de granulometria uniforme com partículas arredondadas e densidade real dos grãos 2,65. Análises mineralógicas mostraram que as partículas de areia são predominantemente compostas por quartzo. O tamanho dos grãos corresponde à areia fina com diâmetro médio das partículas (D_{50}) igual a 0,16mm, coeficiente de uniformidade e curvatura 1,9 e 1,2 respectivamente (Consoli *et al.*, 2010).

A influência de três agentes cimentantes diferentes foi analisada, sendo eles cimento Portland composto com escória (CP II-E), cimento Portland pozolânico (CP IV) e cimento Portland de alta resistência inicial (CP V), cujas composições segundo a Norma Brasileira (bem como a densidade real dos grãos) podem ser observadas no Quadro 1. As especificações para estes cimentos são definidas na NBR 11578 (ABNT, 1991a), NBR 5736 (ABNT, 1991c) e NBR 5733 (ABNT, 1991b).

Nos ensaios de caracterização realizados por Consoli *et al.* (2010) foi empregada água destilada, assim como na moldagem dos corpos de prova para os ensaios de compressão da presente pesquisa.

Quadro 1 – Teores dos componentes dos cimentos utilizados.

Tipo de cimento Portland	Densidade real dos grãos	Sigla	Composição (% em massa)			
			Clinker + sulfatos de cálcio	Escória granulada de alto-forno	Material pozolânico	Material carbonático
Composto	3,12	CP II-E	94-56	6-34	–	0-10
Pozolânico	2,74	CP IV	85-45	–	15-50	0-5
Alta resistência inicial	3,15	CP V-ARI	100-95	–	–	0-5

2.2 – Métodos

2.2.1. – Moldagem e cura dos corpos de prova

Os ensaios de compressão simples foram realizados em corpos de prova cilíndricos com 50mm de diâmetro e 100mm de altura. Uma vez estabelecido um dado índice de vazios (e), o peso específico aparente seco (γ_d) foi calculado conforme a equação 1:

$$e = \frac{\gamma_s}{\gamma_d} - 1 \quad (1)$$

onde γ_s é o peso específico real dos grãos.

Um peso específico aparente seco para um determinado corpo de prova foi então estabelecido através da massa seca de solo-cimento dividida pelo volume total do corpo de prova. Para manter um valor constante do peso específico aparente seco do corpo de prova, uma pequena quantidade de solo foi substituída por cimento. Como as densidades reais dos grãos dos cimentos CP II-E (3,12), CP V (3,15) e CP IV (2,74) são maiores que a densidade real dos grãos de solo (2,65), para o cálculo do índice de vazios e porosidade, um valor composto para a densidade real dos grãos de cada cimento e do solo foi usado, baseado nas porcentagens de solo e cimento usadas nos corpos de prova. A quantidade de cimento para cada mistura era calculada baseada na massa de solo seco. Após solo, cimento e água serem pesados, o solo e o cimento eram misturados até adquirirem uma aparência uniforme. A água era então adicionada, continuando-se o processo de mistura até que uma pasta homogênea fosse obtida. Após a mistura do material suficiente para um corpo de prova, a mistura era dividida em três recipientes cobertos para evitar perdas de umidade até a compactação subsequente.

O corpo de prova era então compactado estaticamente em três camadas dentro de um molde cilíndrico tripartido, de modo que cada camada atingisse o peso específico aparente seco desejado. O topo de cada camada era levemente escarificado.

Após o processo de moldagem, o corpo de prova era imediatamente extraído do molde, e seu peso, diâmetro e altura medidos com precisão da ordem de 0,01g e 0,1mm, respectivamente. O tempo utilizado na preparação – mistura e compactação – foi sempre inferior a 1 hora, tempo mínimo para o início da pega dos três tipos de cimento usados.

Os corpos de prova eram então colocados dentro de sacos plásticos para evitar variações significativas de umidade. A cura era realizada por 27 dias em local com temperatura de $23^\circ \pm 2^\circ\text{C}$. Após este tempo, os corpos de prova eram submersos em um tanque com água por 24 horas para promover a saturação e minimizar a sucção. A temperatura da água era mantida em $23^\circ \pm 3^\circ\text{C}$. O tempo total do processo de cura era de 28 dias.

Os corpos de prova eram considerados apropriados para serem testados se estivessem dentro da seguinte faixa de tolerância para os valores desejados:

- Peso específico aparente seco (γ_d): $\pm 1\%$.
- Teor de umidade (w): $\pm 0,5\%$.
- Dimensões: diâmetro entre $\pm 0,5\text{mm}$ e altura $\pm 1\text{mm}$.

2.2.2. – Ensaios de compressão simples

O programa experimental empregou ensaios de compressão simples para verificar a eficiência do melhoramento com os diferentes agentes cimentantes estudados. Este tipo de ensaio tem sido utilizado por diversos pesquisadores para avaliar a eficácia da técnica de estabilização de solos com

cimento, e quantificar a influência dos fatores determinantes para a resistência de solos cimentados. Uma das razões para isso é a experiência acumulada com este tipo de ensaio para concreto. Os ensaios geralmente seguem a NBR 5739 (ABNT, 2007), sendo simples e rápido, e ainda assim confiável e barato.

Uma prensa automática com capacidade máxima de 50kN e anéis de carga com capacidade de 10kN e 50kN e resoluções de 0,005kN e 0,023kN respectivamente, foram usados para os ensaios de compressão simples.

Após o processo de cura, imediatamente antes do ensaio os corpos de prova eram removidos do tanque e secos superficialmente com um pano absorvente. Então, o ensaio de compressão simples era realizado e a carga máxima registrada.

2.2.3. – Programa de ensaios de compressão simples

O programa experimental realizado neste trabalho foi baseado em ensaios de resistência à compressão simples, e tem o objetivo de analisar a influência do tipo de cimento na resistência de um solo melhorado com estes materiais.

Para cada um dos três tipos de agente cimentante estudados, foram moldados corpos de prova de solo-cimento com diferentes índices de vazios (0,65; 0,73 e 0,81), diferentes teores de cimento (3%, 5%, 7% e 9%) e com a mesma umidade ($\omega \sim 10\%$). Estas porcentagens foram escolhidas seguindo a experiência brasileira e internacional com solo-cimento [por exemplo, Mitchell (1981), Consoli *et al.* (2003, 2006, 2007 e 2009), Thomé *et al.* (2005)]. Para cada combinação, foram moldados três corpos de prova.

3 – RESULTADOS – Efeito do tipo de cimento na resistência à compressão simples

Os resultados dos ensaios de compressão simples são apresentados nas Figuras 1 a 3. Os gráficos apresentam a resistência como função da razão vazios/cimento (η/C_{iv}) para os três tipos de cimento usados nas misturas. A razão vazios/cimento, porosidade (η) dividida pelo teor volumétrico de cimento (C_{iv}), este último expresso como o volume percentual de cimento em relação ao volume total, é definida pela equação 2:

$$\frac{\eta}{C_{iv}} = \frac{\left(\frac{V_v}{V_{total}}\right)}{\left(\frac{V_c}{V_{total}}\right)} = \frac{V_v}{V_c} \quad (2)$$

onde V_v é o volume de vazios (água + ar) no corpo de prova, V_c é o volume de cimento do corpo de prova e V_{total} é o volume total do corpo de prova.

A Figura 1 apresenta a resistência à compressão em função da razão vazios/cimento das misturas utilizando como agente cimentante o CP II-E, e pode-se observar uma boa correlação para os resultados (equação 3).

$$q_u (kPa) = 30487 \cdot \left(\frac{\eta}{C_{iv}}\right)^{-1,32} \quad (3)$$

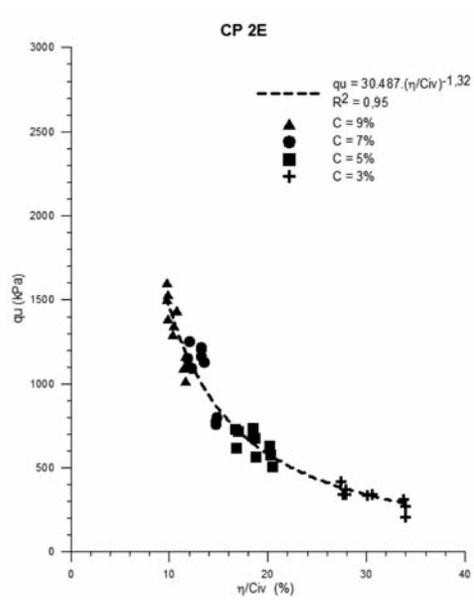


Fig. 1 – Variação da resistência à compressão simples com a razão vazios/cimento para CP II-E.

A Figura 2 apresenta a resistência à compressão em função da razão vazios/cimento das misturas utilizando como agente cimentante o CP IV, onde pode ser observar novamente boa correlação para os resultados (equação 4).

$$q_u (kPa) = 111692 \cdot \left(\frac{\eta}{C_{iv}}\right)^{-1.91} \tag{4}$$

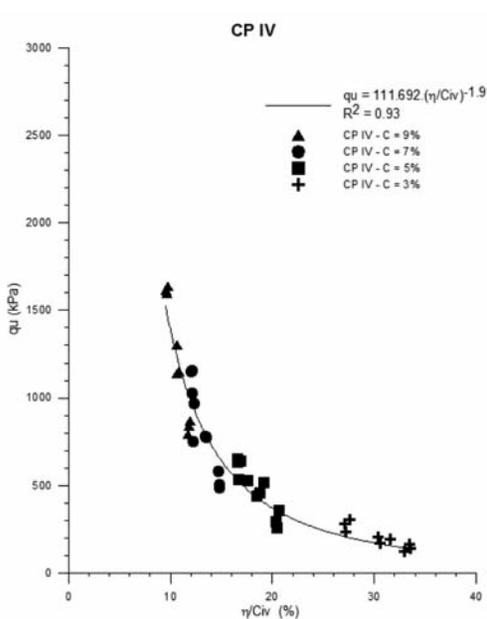


Fig. 2 – Variação da resistência à compressão simples com a razão vazios/cimento para CP IV.

A Figura 3 apresenta a resistência à compressão em função da razão vazios/cimento das misturas utilizando como agente cimentante o CP V, e pode-se observar razoável correlação para os resultados (equação 5).

$$q_u (kPa) = 103700 \cdot \left(\frac{\eta}{C_{iv}} \right)^{-1,69} \quad (5)$$

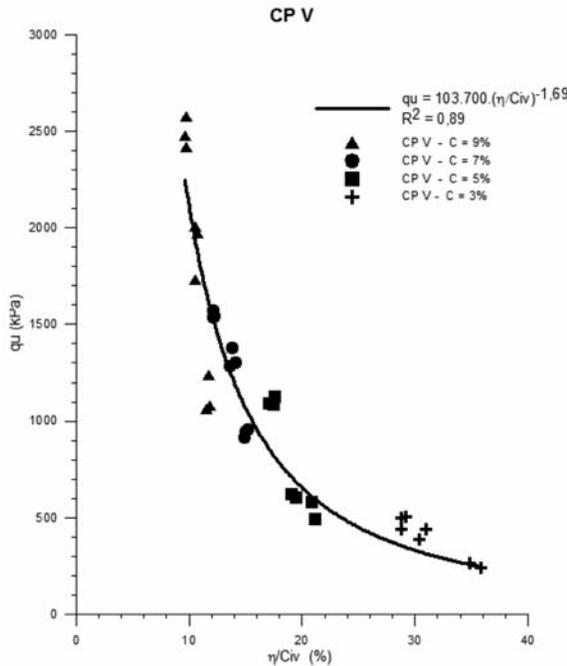


Fig. 3 – Variação da resistência à compressão simples com a razão vazios/cimento para CP V.

A Figura 4 apresenta curvas de tendência dos resultados apresentados nas Figuras 1 a 3 ajustadas para o mesmo expoente (-1,60). Observando-se as curvas dos três tipos de cimento usados, pode-se constatar a influência do tipo de agente cimentante na resistência à compressão simples. As maiores resistências foram atingidas com o uso do CP V, seguidas pelo CP II-E que apresentou resultados intermediários, e por fim o CP IV que obteve os resultados de resistência mais baixos entre os três tipos de cimento estudados.

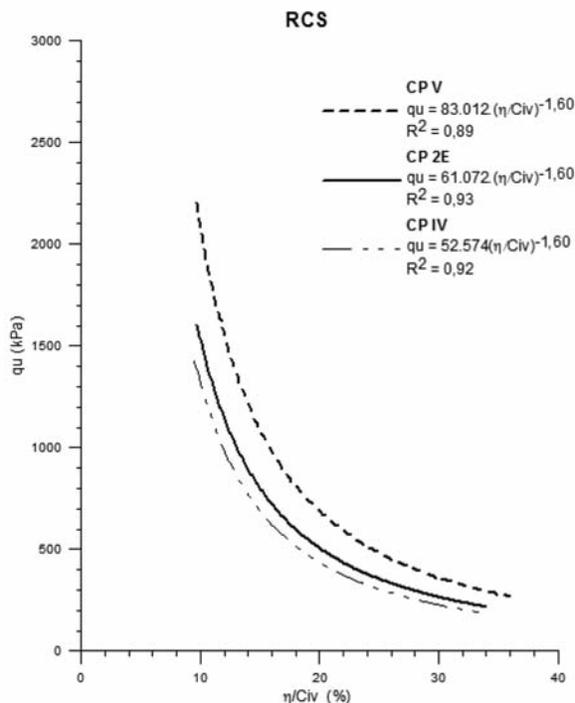


Fig. 4 – Variação da resistência à compressão simples com o tipo de cimento.

Os resultados do estudo mostram que a escolha do agente cimentante usado na mistura tem fundamental importância na resistência final do solo melhorado.

4 – CONSIDERAÇÕES FINAIS

O estudo mostrou que a escolha do agente cimentante irá influenciar diretamente a resistência a 28 dias de cura para uma mistura de areia de Osório-cimento Portland. As maiores resistências foram atingidas, em ordem decrescente, por CP V, CP II-E e CP IV.

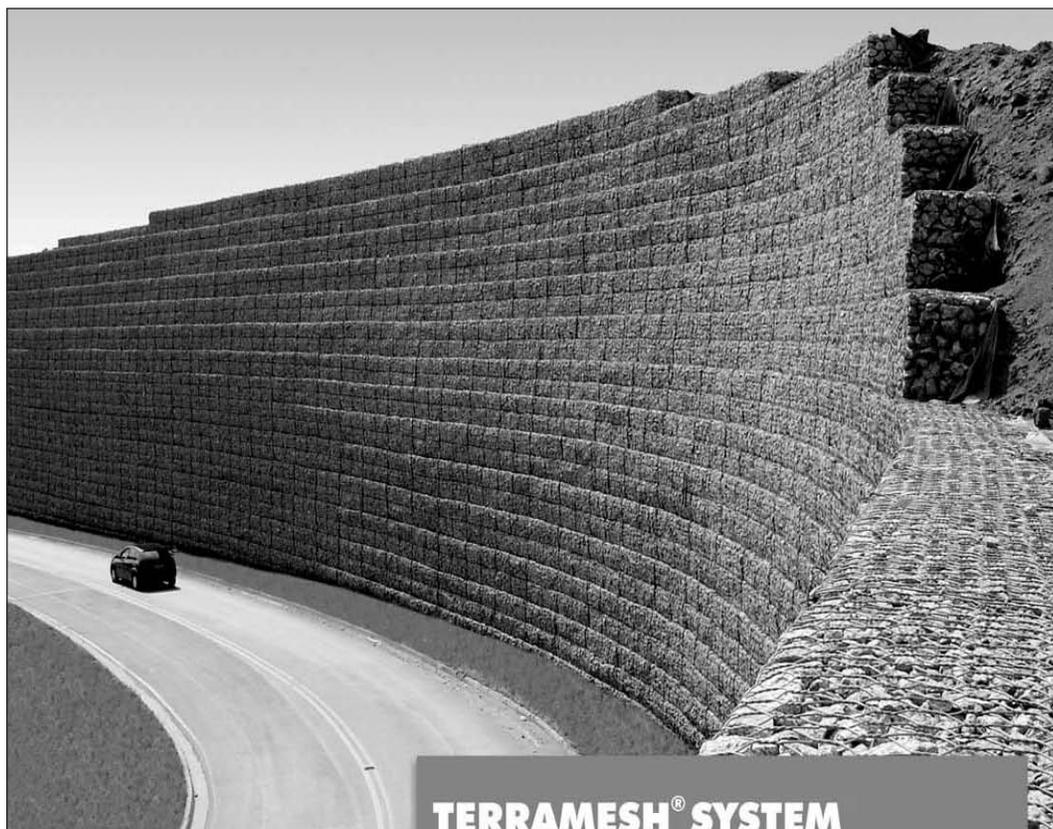
A mistura areia de Osório-cimento Portland contendo CP II-E apresentou resistência média 16% superior à observada para o CP IV. Para os corpos de prova moldados com CP V, que atingiram os valores mais altos de resistência à compressão simples, os resultados foram em média 36% superiores aos do CP II-E, e 58% superior aos do CP IV.

5 – AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem ao CNPq-MCT e a CAPES-MEC pelo apoio ao grupo de pesquisa.

6 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ASTM D 2487 (1993). *Standard classification of soils for engineering purposes*. Philadelphia.
- ABNT NBR 11578 (1991a). *Cimento Portland composto*. Rio de Janeiro.
- ABNT NBR 5733 (1991b). *Cimento Portland de alta resistência inicial*. Rio de Janeiro.
- ABNT NBR 5736 (1991c). *Cimento Portland pozolânico*. Rio de Janeiro.
- ABNT NBR 5739 (2007). *Concreto – ensaios de compressão corpos-de-prova cilíndricos*. Rio de Janeiro.
- Consoli, N. C.; Vendruscolo, M. A.; Prietto, P. D. M. (2003). *Behavior of plate load tests on soil layers improved with cement and fiber*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, vol. 129, nº 1, pp. 96-101.
- Consoli, N. C.; Rotta, G. V.; Prietto, P. D. M. (2006). *Yielding-compressibility-strength relationship for an artificially cemented soil cured under stress*. Géotechnique, vol. 56, nº 1, pp. 69-72.
- Consoli, N. C.; Foppa, D.; Festugato, L.; Heineck, K. S. (2007). *Key parameters for strength control of artificially cemented soils*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, vol. 133, nº 2, pp. 197-205.
- Consoli, N. C.; Viana da Fonseca, A.; Cruz, R. C.; Heineck, K. S. (2009). *Fundamental parameters for the stiffness and strength control of artificially cemented sand*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, vol. 135, nº 9, pp. 1347-1353.
- Consoli, N. C.; Cruz, R. C.; Floss, M. F.; Festugato, L. (2010). *Parameters controlling tensile and compressive strength of artificially cemented sand*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, vol. 136, nº 5, pp. 759-763.
- Mitchell, J. K. (1981). *Soil improvement – State of the art report*. Proc. International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 10, Estocolmo. International Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering.
- Thomé, A.; Donato, M.; Consoli, N. C.; Graham, J. (2005). *Circular footings on a cemented layer above weak foundation soil*. Canadian Geotechnical Journal, vol. 42, nº 6, pp. 1569-1584.



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



Geocontrole



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


Geocontrole
Geotecnia e Estruturas de Fundação SA



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



Geotécnia e Reabilitação

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, nº488 - 14° - Conj. 1401
CEP 01451 - 010 - Itaim Bibi - São Paulo
Tel.: (+55) 112 144 5700
Fax: (+55) 112 144 5704

• Espanha

Avenida Alberto Alcocer, nº24 - 7° C
28036 Madrid
Tel.: (+34) 915 550 903
Fax: (+34) 915 972 834

• Moçambique

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



In Situ
G E O T E C N I A

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

INVESTIGAÇÕES GEOTÉCNICAS:

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



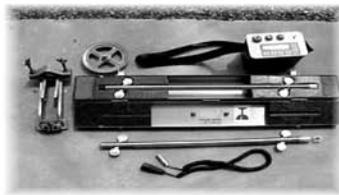
CONTROLE TECNOLÓGICO DE FUNDAÇÕES:

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



INSTRUMENTAÇÃO DE OBRAS:

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



LABORATÓRIOS DE SOLOS E PAVIMENTO:

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



tgeotecnia

na génese da
construção

dstgroup



Onde a engenharia começa.

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

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

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

tgeotecnia.

Na génese da construção.

a dst group company

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

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

CONSULTORES DE ENGENHARIA E AMBIENTE



COBA

GEOLOGIA E GEOTECNIA

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



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



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

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

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

ANGOLA
Praceta Farinha Leitão, edifício n.º 27, 27-A - 2.º Dto
Bairro do Maculusso, LUANDA
Tel./Fax: (244) 222338 513
Call: (244) 923317541
E-mail: coba-angola@netcoba.co.ao

MOÇAMBIQUE
Pestana Rovuma Hotel, Centro de Escritórios.
Rua do Sé n.º114, 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
Carniche Road - Carniche Tower - 5th Floor - 5B
P. O. Box 38360 ABU DHABI
Tel.: (971) 2 627 0088
Fax: (971) 2 627 0087

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 **Editorial**
José Couto Marques
- 5 **Influência da compactação na erodibilidade de um solo parcialmente saturado
sujeito a uma fuga concentrada**
Ricardo Santos, Laura Caldeira, E. Maranhã das Neves
- 41 **Sistemática para gestão de passivos ambientais associados a escorregamentos
em rodovias**
Célia Maria Garibaldi, Lindolfo Soares, Oswaldo Augusto Filho
- 69 **Otimização da coagulação/floculação para tratamento de lixiviados**
*Patrícia Maria de Souza Paulino, Etiene Elayne Meireles da Rocha,
Joelma Morais Ferreira, Maurício Alves da Motta Sobrinho*
- NOTA TÉCNICA**
- 87 **A influência do tipo de cimento na resistência à compressão simples de uma
areia artificialmente cimentada**
*Jonatan Garrido Jung, Fernanda Stracke, Eduardo Pavan Korf,
Nilo Cesar Consoli*