

114 Novembro
2008

GEOTECNIA

Revista Luso-Brasileira de Geotecnia



Sociedade Portuguesa de Geotecnia



Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica



Associação Brasileira de Geologia de Engenharia e Ambiental



DIRECTOR:

António Silva Cardoso, FEUP

DIRECTOR - ADJUNTO:

Newton Moreira de Souza, UnB

COMISSÃO EXECUTIVA:

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

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

COMISSÃO EDITORIAL 2007-2008

A. Gomes Coelho, Lisboa
 A. Gomes Correia, U. Minho, Guimarães
 A. J. Correia Mineiro, Lisboa
 A. Pinto da Cunha, LNEC, Lisboa
 Adriano Virgílio Damiani Bica, UFRGS, Porto Alegre
 Alberto Garrido, TG7, Porto
 Anna Laura L. da Silva Nunes, UFRJ, Rio de Janeiro
 António Cardoso, FEUP, Porto
 António Pinelo, IEP, Almada
 António Veiga Pinto, LNEC, Lisboa
 Benedito S. Bueno, USP, São Carlos
 C. Dinis da Gama, IST, Lisboa
 Celso Lima, Hidrorumo, Porto
 Cezar Augusto Burkert Bastos, FURG, Pelotas
 Dario Cardoso de Lima, UFV, Viçosa
 E. Amaral Vargas Jr., PUC-RIO, Rio de Janeiro
 E. Maranha das Neves, IST, Lisboa
 Edezio Teixeira de Carvalho, UFMG, Belo Horizonte
 Eduardo Antonio Gomes Marques, UFV, Viçosa
 Ely Borges Frazão, São Paulo
 Emílio Velloso Barroso, UFRJ, Rio de Janeiro
 F. Guedes de Melo, Consulgeo, Lisboa
 F. Peres Rodrigues, Enarco, Lisboa
 Fernando A. B. Danziger, UFRJ, Rio de Janeiro
 Fernando Saboya, UENF, Campos do Goytacases
 Francis Bogossian, Geomecânica, Rio de Janeiro
 Frederico Garcia Sobreira, UFOP, Ouro Preto
 H. Novais Ferreira, LECM, Macau
 J. Barreiros Martins, Braga
 J. Castel-Branco, Lisboa
 J. de Oliveira Campos, UNESP, São Paulo
 J. Delgado Rodrigues, LNEC, Lisboa

J. Ferreira Lemos, FEUP, Porto
 J. Moura Esteves, Lisboa
 J. Vieira de Lemos, LNEC, Lisboa
 José F. T. Jucá, UFPe, Recife
 José Mateus de Brito, Cenorgeo, Lisboa
 Lindolfo Soares, USP, São Paulo
 Luis de Almeida P. Bacellar, UFOP, Ouro Preto
 Luiz Antônio Bressani, UFRGS, Porto Alegre
 Luiz Ferreira Vaz, Themag, São Paulo
 Luiz Nishiyama, UFU, Uberlândia
 Luís Ribeiro e Sousa, LNEC, Lisboa
 M. Matos Fernandes, FEUP, Porto
 Marcus P. Pacheco, UERJ, Rio de Janeiro
 Margareth Mascarenhas Alheiros, UFPe, Recife
 Maria Eugênia Boscov, USP, São Paulo
 Maria Lurdes Lopes, FEUP, Porto
 Maurício Ehrlich, UFRJ, Rio de Janeiro
 Milton Vargas, Themag, São Paulo
 Nuno Grossmann, LNEC, Lisboa
 Osni José Pejón, USP, São Carlos
 Oswaldo Augusto Filho, USP, São Carlos
 Pedro Sêco e Pinto, LNEC, Lisboa
 R. F. de Azevedo, UFV, Viçosa
 Renato Pinto da Cunha, UnB, Brasília
 Ricardo Oliveira, Coba, Lisboa
 Romero César Gomes, UFOP, Ouro Preto
 Rui M. Correia, LNEC, Lisboa
 Silvério Coelho, Teixeira Duarte, Lisboa
 Tácio M. Campos, PUC-Rio, Rio de Janeiro
 Waldemar Hachich, USP, São Paulo
 Wilson Shoji Iyomasa, IPT, São Paulo



SPG

a/c LNEC

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



ABMS

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



ABGE

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

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

Edição parcialmente subsidiada pelo LNEC, FCT.

Execução gráfica: Impressão na Cor Comum em Portugal.

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

- 5** **Análise do comportamento sísmico de estruturas de suporte flexíveis multi-apoiadas**
António Carlos F. da Silva Ambrósio
Jaime A. Santos
- 27** **Estudo de uma ruptura em talude urbano no Morro do Curral – Ouro Preto**
Sueli Batista Ferreira
Milene Sabino Lana
Luis Fernando Martins Ribeiro
Brasileu Agnaldo Pereira
- 47** **O aterro sanitário como bio-reactor: desafios geotécnicos**
Maria da Graça Alfaro Lopes
Maria do Carmo Conde
- 71** **Processos de instabilização em falésias: estudo de um caso no nordeste do Brasil**
Olavo Francisco dos Santos Jr.
Ricardo Nascimento Flores Severo
Alda Cristina Scudelari
Ricardo Farias do Amaral
- 91** **Avaliação da susceptibilidade e delimitação de áreas de risco ao escorregamento em encostas do sítio urbano do município de Ilhéus-BA, Brasil**
Ronaldo Lima Gomes
Gustavo Barreto Franco
Niel Nascimento Teixeira
Agná Almeida Menezes
- 113** **Aplicação da *FMEA/FMECA* a uma barragem de retenção de rejeitados**
Ricardo N. C. dos Santos
Laura M. M. S. Caldeira
João P. Bilé Serra
- 143** **NOTA TÉCNICA**
- 145** **Avaliação das qualidades do maciço rochoso presente na fundação da barragem de Bandeira de Melo Bahia-BR**
Ronaldo Lima Gomes

Editorial

António Silva Cardoso

Director da Revista Geotecnia

O sistema de gestão automática do processo de submissão e apreciação de artigos, que entrou em funcionamento em Abril de 2008, tem vindo a ser testado de forma a melhorar o seu desempenho. Em finais de Novembro, o sistema já recebeu cerca de 30 artigos, oriundos dos mais diversos lugares do Brasil e de Portugal, o que certamente constitui uma base suficientemente ampla para que se possa proceder a todos os testes necessários.

Sem embargo, o presente número é formado por artigos cuja aceitação ainda foi gerida pelo processo tradicional. Como ainda há artigos desta fase, nos próximos números irá paulatinamente aumentando o número de artigos apreciados com o novo sistema de submissão *online*.

Espera-se que, após uma fase inicial de adaptação, no decurso da qual é expectável que possam surgir alguns pequenos problemas, as novas ferramentas de gestão do processo de produção da revista venham a traduzir-se em melhorias assinaláveis em termos de facilidade de submissão dos artigos e de gestão das apreciações e das consequentes alterações.

Seja como for, não há que perder de vista que a garantia de qualidade da revista e de rapidez da sua produção repousa fundamentalmente no trabalho e empenho dos colegas especialistas que aceitam colaborar na tarefa de revisão dos artigos. Nessa tarefa participam os membros da Comissão Editorial e, também, muitos outros colegas especialistas, cuja colaboração é objecto de um agradecimento particular na página seguinte.

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

A Direcção da Revista

Agradecimentos

A Direcção da Revista GEOTECNIA agradece aos seguintes especialistas que, para além dos membros da Comissão Editorial, colaboraram na apreciação de alguns trabalhos submetidos para publicação na revista:

Isabel Moitinho de Almeida (FCTUL)

Ana Paula Silva (FCT/UNL)

Maria de Lurdes Antunes (LNEC)

Carlos Gonçalves Rodrigues (ESTG-IPG)

Maria da Graça Lopes (ISEL-IPL)

José Couto Marques (FEUP)

Luís Ferreira Gomes (UBI)

Cristina Gomes (ENGICO)

Mário Quinta Ferreira (FCTUC)

Ennio Palmeira (UnB)

José Leitão Borges (FEUP)

Nilo Consoli (UFRGS)

Celeste Jorge (LNEC)

Alexandre Tavares (FCTUC)

Cláudio Amaral (PUC/Rio-UERJ)

Telmo Jeremias (LNEC)

Madalena Barroso (LNEC)

A DIRECÇÃO DA REVISTA GEOTECNIA

ANÁLISE DO COMPORTAMENTO SÍSMICO DE ESTRUTURAS DE SUPORTE FLEXÍVEIS MULTI-APOIADAS

Seismic behaviour of multi-braced flexible retaining walls

António Carlos F. da Silva Ambrósio*

Jaime A. Santos**

RESUMO – O presente artigo aborda o comportamento sísmico de estruturas de suporte flexíveis multi-apoiadas, tendo por base análises numéricas realizadas através do método dos elementos finitos, quer no domínio da frequência, recorrendo ao modelo viscoelástico linear, quer no domínio do tempo, utilizando o modelo viscoelastoplástico. Apresenta-se um caso de estudo em que se considera uma escavação com 8,4 m de profundidade, dispondo de paredes de contenção flexíveis travadas por dois níveis de escoras.

SYNOPSIS – This paper focuses the seismic behaviour of multi-braced flexible walls. The study is based on numerical finite element analysis using a viscoelastic model in frequency domain and a viscoelastoplastic model in time domain. A case study is presented considering an excavation of 8,4 m of depth, supported by flexible retaining walls with two levels of struts.

PALAVRAS CHAVE – Estruturas flexíveis multi-apoiadas, interação solo-estrutura, análise sísmica.

1 – INTRODUÇÃO

O comportamento sísmico de estruturas de contenção flexíveis encontra-se actualmente pouco estudado, sendo ainda escassos os elementos disponíveis na bibliografia da especialidade sobre este tema.

No entanto, tem-se vindo a assistir a um recurso crescente de soluções de engenharia com estruturas de contenção flexíveis de grande envergadura e impacte no meio envolvente, por vezes associadas a condições geológico-geotécnicas adversas, em zonas de elevada sismicidade e simultaneamente grande densidade populacional.

Como exemplos mais notáveis deste tipo de obras podem referir-se as estações de metropolitano, que são tipicamente grandes obras subterrâneas em meio urbano, atingindo frequentemente profundidades consideráveis. Há também a salientar que, para além das obras públicas, a nível particular também têm vindo a ser realizadas escavações importantes, com caves de edifícios que chegam a ter cinco ou mais níveis subterrâneos, associados a grandes áreas de implantação (Ambrósio, 2006).

Em face do exposto, pretende-se com este artigo dar um contributo para uma melhor compreensão do comportamento de estruturas flexíveis multi-apoiadas face às acções sísmicas, tendo-se, para o efeito, recorrido a análises numéricas com o método dos elementos finitos. O problema da interação solo-estrutura foi analisado utilizando abordagens quer no domínio do tempo, quer no domínio da frequência, procurando tirar partido das vantagens inerentes a cada uma destas abordagens.

* Mestre em Geotecnia para Engenharia Civil (IST/UTL); Diaclase; antonio.ambrosio@diaclase.pt

** Professor Associado, DECivil do Instituto Superior Técnico da Universidade Técnica de Lisboa; jaime@civil.ist.utl.pt

Para as análises no domínio da frequência recorreu-se ao programa Flush (Lysmer *et al.*, 1975), que integra um modelo viscoelástico linear com amortecimento histerético. No que respeita às análises no domínio do tempo, utilizou-se o programa Plaxis, adoptando um modelo viscoelástico com plasticidade perfeita, que será doravante designado neste artigo por viscoelastoplástico - neste caso, o amortecimento viscoso considerado é do tipo Rayleigh, tendo-se adoptado o critério de rotura de Mohr-Coulomb.

2 – SITUAÇÃO DE CÁLCULO ANALISADA

2.1 – Estrutura de contenção

A situação cuja análise sísmica se apresenta encontra-se representada na Figura 1. Trata-se de uma escavação com paredes em betão armado escoradas a dois níveis, estando o nível superior de escoras a uma profundidade de 2,3 m e o nível inferior a 5,3 m.

A altura total de escavação é de 8,4 m, com uma largura de 19,8 m, o que corresponde a uma escavação relativamente corrente em meio urbano, para a execução de três caves dum edifício. Admitiu-se que o substrato rígido se encontra a uma profundidade de 19,8 m.

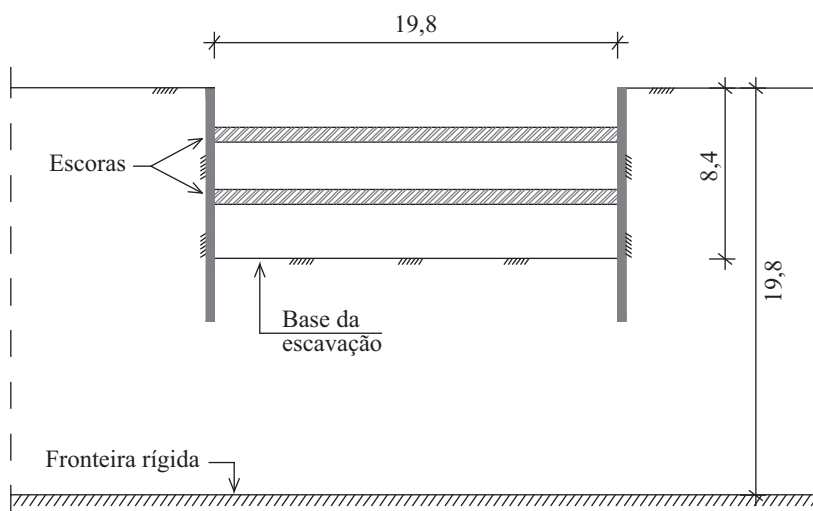


Fig. 1 – Estrutura de contenção analisada.

2.2 – Parâmetros geotécnicos

Para a situação em análise considerou-se um terreno homogéneo, sobrejacente ao substrato rígido onde se impõe a acção sísmica, apresentando-se na Figura 2 as curvas de variação do amortecimento e da rigidez em função da distorção que foram adoptadas.

Considerou-se um solo de natureza atítica, tendo as curvas sido obtidas recorrendo à formulação de Ishibashi e Zang (1993), a partir do índice de plasticidade (IP) e da tensão efectiva média do solo, com os seguintes parâmetros: módulo de distorção inicial $G_0 = 120$ MPa, coeficiente de Poisson $\nu = 0,30$ e $IP = NP$.

Para o cálculo das tensões “in situ” definiu-se o terreno como normalmente consolidado, com peso volúmico de 20 kN/m^3 e um ângulo de resistência ao corte de 35° , donde resultou um valor de 0,426 para o coeficiente de impulso em repouso (médio para toda a camada).

No presente artigo apresentam-se os resultados de análises em regime linear no que ao domínio da frequência diz respeito, de modo a estabelecer depois comparações com as análises efectuadas no domínio do tempo que, não permitindo considerar as referidas curvas, integra somente o regime não-linear através da consideração da plasticidade do solo.

Assim sendo, para a análise da variação da resposta da estrutura com diferentes níveis de amortecimento e rigidez, efectuaram-se cálculos viscoelásticos lineares considerando três situações, relativas a valores de rigidez com 25%, 50% e 75% da rigidez inicial G_0 . Estas análises serão referidas neste artigo como G30, G60 e G90, respectivamente, apresentando-se as características correspondentes no Quadro 1, com a marcação gráfica sobre as curvas de degradação da rigidez e do amortecimento na Figura 2.

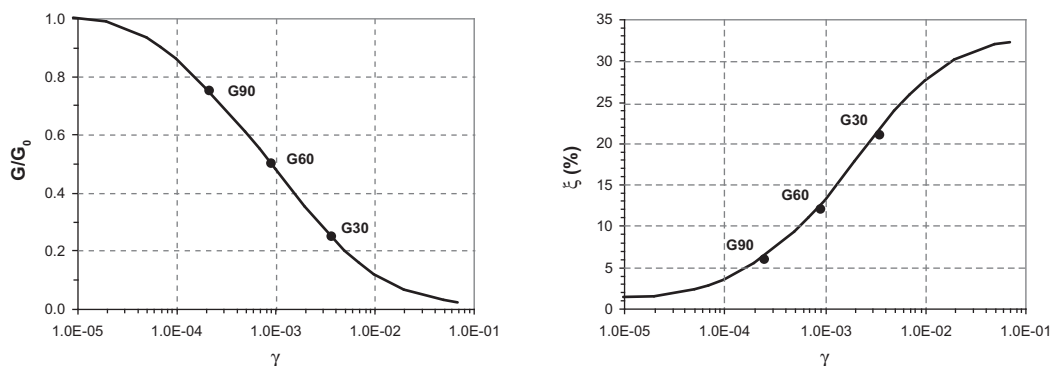


Fig. 2 – Curvas de variação da rigidez e do amortecimento em função da distorção.

Quadro 1 – Características do terreno.

Características		G30	G60	G90
	G (MPa)	30	60	90
Deformabilidade	v_s (m/s)	121	172	210
	G/G_0	0,25	0,50	0,75
Resistência	ϕ' (°)	35	35	35
	c' (kPa)	0	0	0
Amortecimento hysterético		0,21	0,12	0,06
Distorção ($\times 10^{-3}$)		3,5	0,9	0,25

No caso do modelo viscoelastoplástico, o amortecimento considerado é do tipo Rayleigh, pelo que a abordagem é diferente da apresentada para o modelo viscoelástico com amortecimento hysterético. Neste caso o amortecimento é proporcional à massa (M) e à rigidez (K) do sistema, de acordo com a equação (1). Nesta equação, o amortecimento do sistema é representado por C , sendo a_0 e a_1 os coeficientes de Rayleigh relativos à massa e à rigidez do referido sistema, respectivamente. Estes coeficientes podem determinar-se através da equação (2), a partir de dois modos de vibração quaisquer (n), para os quais se conheça a frequência angular (ω_n) e o coeficiente de amortecimento (ξ_n).

$$C = a_0 \cdot M + a_1 \cdot K \quad (1)$$

$$a_0 + a_1 \cdot \omega_n^2 = 2 \cdot \omega_n \cdot \xi_n \quad (2)$$

De acordo com Santos (2003), no caso da resposta duma camada viscoelástica os coeficientes de Rayleigh podem relacionar-se com o coeficiente de amortecimento histerético (ξ) e com a frequência angular relativa ao primeiro modo de vibração (ω_1) através da equação (3).

$$\{a_0; a_1\} = \left\{ \frac{5}{3} \cdot \xi \cdot \omega_1; \frac{1}{3} \cdot \frac{\xi}{\omega_1} \right\} \quad (3)$$

Para analisar a resposta com diferentes níveis de amortecimento e de rigidez efectuaram-se cálculos para duas situações, com módulos de distorção de 30 e 90 MPa (análises G30 e G90, respectivamente). No Quadro 2 apresentam-se as características consideradas, complementarmente ao Quadro 1, incluindo os parâmetros relativos à modelação do amortecimento tipo Rayleigh e admitindo como frequência fundamental de vibração a correspondente ao campo livre.

Quadro 2 – Características de frequência e amortecimento do terreno.

Características		G30	G90
Frequência	ω_1 (rad/s)	9,62	16,650
Amortecimento tipo Rayleigh	a_0	3,3663	1,6650
	a_1	0,0073	0,0012
	ξ	0,21	0,06

2.3 – Acção sísmica

A acção sísmica, imposta ao nível do substrato rígido, foi definida de acordo com o RSAEEP (1983), tendo-se considerado a acção tipo 1, para terrenos tipo I, e para a zona sísmica A, recorrendo a acelerogramas gerados artificialmente.

Para a definição dos acelerogramas, de acordo com o descrito por Santos *et al.* (2002), procedeu-se à geração de séries estacionárias, a partir das densidades espectrais de potência do RSAEEP, assumindo que as vibrações sísmicas podem ser representadas por um processo estocástico, estacionário e gaussiano.

O acelerograma adoptado nas análises apresenta-se na Figura 3, tendo associado um período de retorno de 1000 anos e uma aceleração máxima (horizontal) de 0,185 g, referente ao instante $t = 4,79$ seg. A duração total é de 10 seg, com um intervalo de discretização de 0,005 seg, perfazendo um total

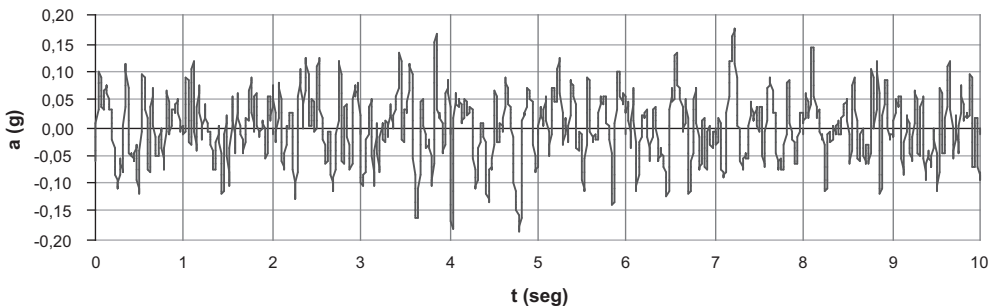


Fig. 3 – Acelerograma gerado artificialmente.

de 2000 pontos de discretização.

Sendo importante considerar um período de estabilização das vibrações do sistema, uma vez terminada a acção sísmica, acrescentaram-se pontos de aceleração nula ao sinal gerado, dando tempo para a actuação do amortecimento do sistema. Assim sendo, o sinal foi introduzido nos modelos numéricos com um total de 4096 pontos de discretização, correspondendo a uma duração total de 20,48 seg.

É ainda de referir que o acelerograma considerado nos cálculos foi corrigido, de forma a evitar a geração de deslocamentos excessivos e irrealistas ("*baseline correction*").

3 – ANÁLISES VISCOELÁSTICAS NO DOMÍNIO DA FREQUÊNCIA

3.1 – Método de cálculo

Para a realização dos cálculos no domínio da frequência, através do método dos elementos finitos, usou-se o programa Flush, conforme já referido.

Este programa, desenvolvido na Universidade de Berkeley, utiliza o método da resposta complexa, permitindo a realização de análises dinâmicas de interacção solo-estrutura. A não-linearidade da rigidez e do amortecimento dos solos pode ser tida em conta através do método linear equivalente, embora tal não se enquadre no âmbito do presente artigo, para o qual apenas se efectuaram análises viscoelásticas lineares.

Os resultados que se obtêm são relativos à componente dinâmica, isoladamente. Como consequência, os esforços e os deslocamentos que se apresentam têm de ser encarados como acréscimos (ou decréscimos, consoante os sinais) face aos estáticos, que têm de ser calculados por uma via independente.

A malha de elementos finitos que foi adoptada nos cálculos efectuados apresenta-se na Figura 4, sendo de referir que, tirando partido da simetria do modelo, considerou-se apenas metade da escavação, o que permitiu um maior refinamento da malha, com o consequente benefício em termos de rigor nos resultados obtidos.

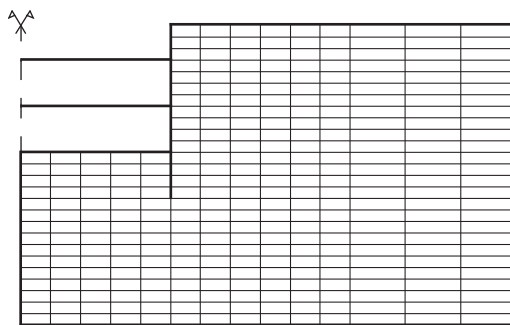


Fig. 4 – Malha de elementos finitos considerada na análise no domínio da frequência.

A malha apresenta as seguintes características geométricas principais: 32,8 m de largura, 19,8 m de altura, 309 elementos sólidos (solo), 25 elementos de barra (parede e escoras) e 386 pontos nodais. Foram consideradas 26 camadas para a modelação do campo livre.

Relativamente às condições de fronteira, a base considerou-se como sendo rígida, à esquerda impediram-se os deslocamentos verticais em relação ao movimento da base rígida (simetria), e à direita considerou-se uma fronteira com capacidade de transmissão de energia das ondas sísmicas,

ligada ao campo livre.

A validação da malha de elementos finitos foi efectuada através da comparação dos resultados obtidos para o campo livre (situação para a qual existe solução analítica) com os da malha de elementos finitos junto à fronteira com capacidade de transmissão de energia.

3.2 – Acelerações e deslocamentos ao longo do tempo

Em todas as análises efectuadas (G30, G60 e G90) foi possível constatar que o instante de tempo correspondente ao deslocamento relativo máximo no topo da parede está associado aos esforços máximos na parede, sendo por isso muito importante.

Uma vez que a análise G90 é a mais gravosa, quer em termos de deslocamentos, quer de acelerações, nas Figuras 5 e 6 apresentam-se estes resultados, respectivamente, para o instante de tempo referido, estando patentes as seguintes grandezas:

- a) Valores absolutos na vertical da parede e valores absolutos na vertical da fronteira ligada ao “campo livre”, bem como:
 - a1) Envolventes relativas à parede, quer de deslocamentos, quer de acelerações, para ambos os sentidos de actuação da acção sísmica;
 - a2) Valores ao nível da base da escavação, sobre o eixo de simetria da malha de elementos finitos;
- b) Valores relativos na vertical da parede (em relação à base rígida) e valores relativos sobre a fronteira ligada ao “campo livre” (em relação à base rígida);
- c) Valores relativos, quer da parede (em relação à sua base), quer sobre a fronteira ligada ao “campo livre” (em relação ao ponto de igual cota da base da parede).

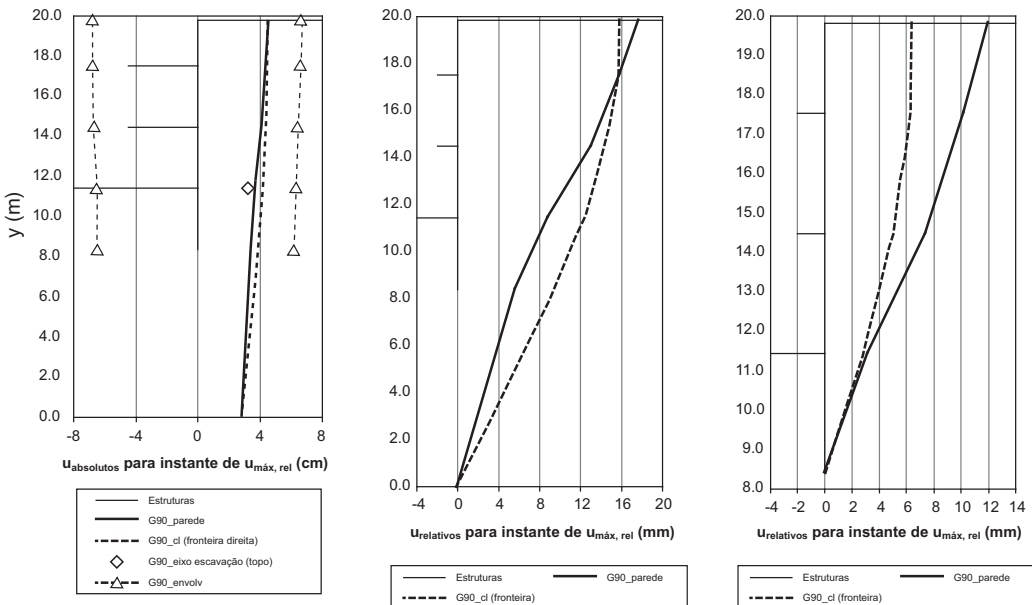


Fig. 5 – Deslocamentos obtidos na parede para a situação dinâmica.

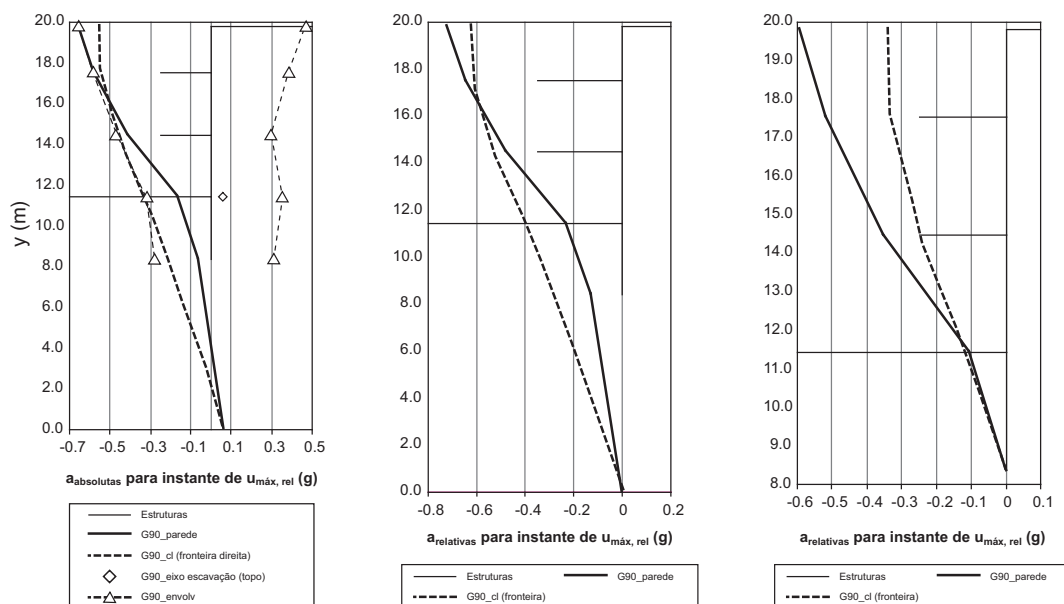


Fig. 6 – Acelerações obtidas na parede para a situação dinâmica.

No Quadro 3 apresentam-se os valores absolutos das acelerações e dos deslocamentos, obtidos nas três análises, referentes ao alinhamento vertical da parede, para o instante de tempo correspondente ao deslocamento relativo máximo no topo da parede.

Os deslocamentos foram obtidos por dupla integração das acelerações ao longo do tempo, através do método incremental de Newmark (Chopra, 2001).

Em face do exposto, pelos resultados obtidos nas análises G30, G60 e G90, constatou-se que, em todos os casos, há amplificação da acção sísmica ao longo da altura da camada deformável, sendo esta tanto maior quanto mais rígido for o terreno, devido ao menor amortecimento associado.

Em termos de comportamento geral, verificou-se também que os deslocamentos absolutos horizontais da parede são superiores aos do campo livre no terço superior, acima do primeiro nível de escoras, o que tem a ver com o facto da estrutura não dispor de qualquer travamento no topo.

Quadro 3 – Acelerações e deslocamentos absolutos na parede para o instante de tempo correspondente ao deslocamento relativo máximo no topo da parede

Local	Acelerações (g)			Deslocamentos (cm)		
	G30	G60	G90	G30	G60	G90
Topo da parede	0,22	-0,38	-0,65	-7,09	3,45	4,63
Escora superior	0,17	-0,29	-0,58	-6,95	3,37	4,44
Escora inferior	0,09	-0,16	-0,41	-6,68	3,14	4,17
Base da escavação	0	-0,02	-0,16	-6,32	2,84	3,74
Base da cortina	-0,01	0,04	-0,06	-6,08	2,67	3,42
Base rígida	0,02	0,05	0,07	-5,93	2,43	2,85

No entanto, em termos de deslocamentos relativos à base da parede, constatou-se que os deslocamentos do campo livre são substancialmente inferiores aos da parede, traduzindo uma muito maior distorção na zona da parede, em comparação com o campo livre.

Relativamente às escoras, verificou-se que estas se deslocam quase como um corpo rígido, praticamente sem sofrerem deformações, ao passo que as acelerações são constantes ao longo de todo o seu comprimento.

Tendo por objectivo analisar o comportamento do sistema, integrando o terreno e os elementos estruturais, calcularam-se as funções de transferência de aceleração entre a base rígida (a_{base}) e diversos pontos na malha (a), bem como as correspondentes funções de amplificação, para as análises G30, G60 e G90.

Assim, para o alinhamento da parede (Figura 7) e para o alinhamento do campo livre (Figura 8), apresentam-se as funções de amplificação para os seguintes pontos: topo do terreno, nível da escora superior, nível da escora inferior, nível da base da escavação e nível da base da parede.

Da análise das funções de amplificação pode concluir-se que:

- a) À medida que aumenta a rigidez do terreno aumenta também a frequência própria do sistema;
- b) O aumento de rigidez do terreno implica também um aumento da amplificação das acelerações (apesar dos máximos não ocorrerem na mesma gama de frequências); este aspecto deve-se ao facto do aumento da rigidez corresponder a uma redução do amortecimento;
- c) A presença da escavação e dos elementos estruturais altera as frequências próprias correspondentes ao segundo e ao terceiro modos de vibração, sobretudo no que respeita ao segundo modo (reduzindo a frequência própria, em relação à do campo livre), mas nessa gama de frequências já a acção sísmica não é tão rica como para o primeiro modo – no Quadro 4 apresentam-se as frequências próprias de vibração do campo livre, para os três primeiros modos;

Quadro 4 – Frequências próprias de vibração do campo livre (Hz).

Modos de vibração	G30	G60	G90
1º	1,53	2,16	2,65
2º	4,59	6,49	7,96
3º	7,65	10,82	13,26

- d) O facto de, para alguns modos de vibração, haver variações na amplificação das acelerações ao longo da altura da parede deve-se à variação em altura na geometria dos próprios modos de vibração; por exemplo, para o segundo modo de vibração da análise G90, no alinhamento da parede, a amplificação é de 3,23 no topo, decrescendo em profundidade até ser nula ao nível da escora inferior, e aumentando depois novamente até ao nível da base da parede, onde assume um valor de 2,78;
- e) Tendo em conta que a acção sísmica tipo 1 é mais rica na gama de frequências entre 2 e 4 Hz, é natural que, para as análises efectuadas (Quadro 4), se tenham obtido valores superiores das acelerações, e consequentemente dos deslocamentos, na resposta do sistema para as situações de maior rigidez do terreno.

3.3 – Esforços na parede e nas escoras

As envolventes dos esforços dinâmicos na parede ($M_{máx}$, $V_{máx}$ e $N_{máx}$) apresentam-se na Figura 9, para as análises G30, G60 e G90, permitindo retirar as seguintes conclusões:

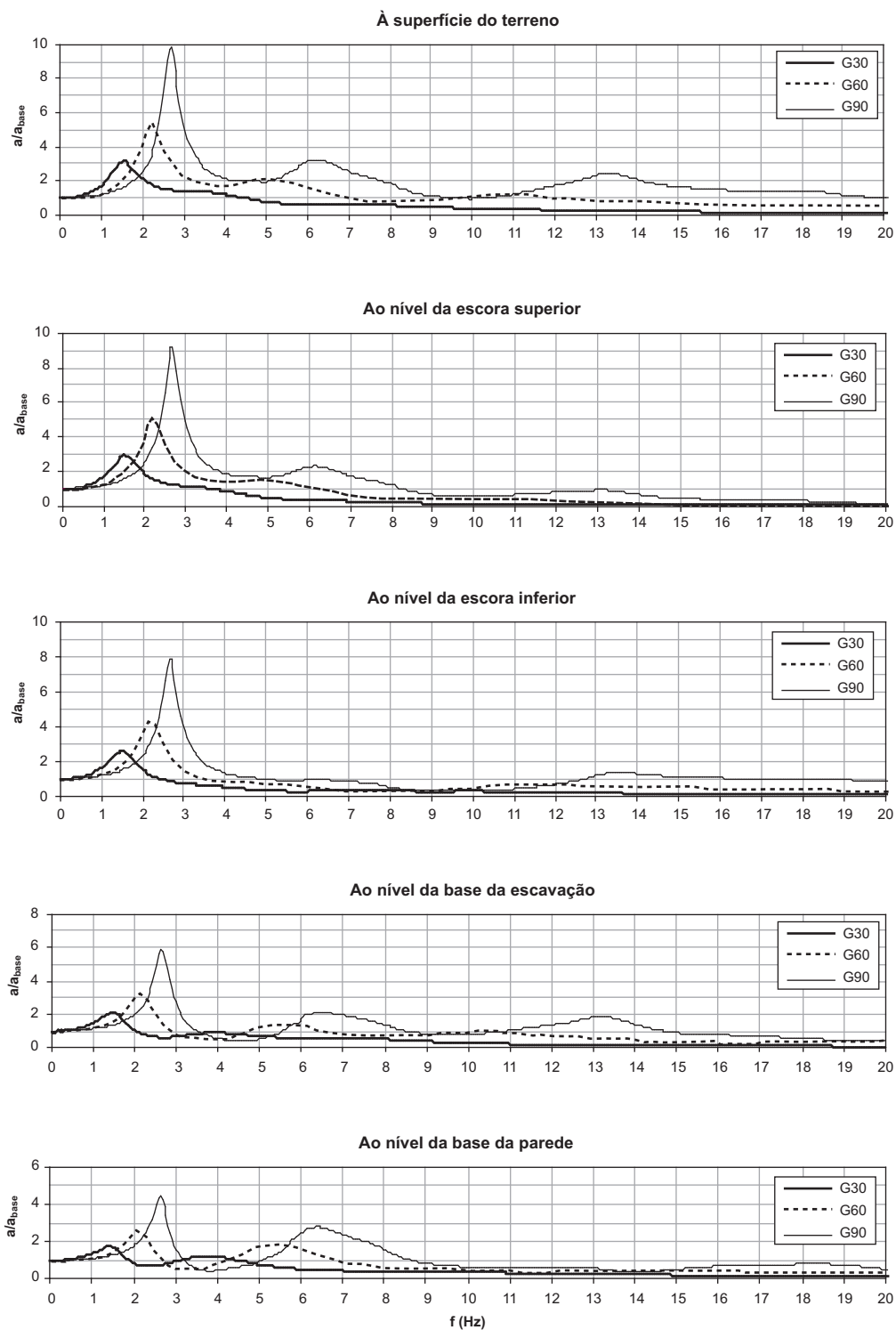


Fig. 7 – Funções de amplificação no alinhamento da parede para a situação dinâmica.

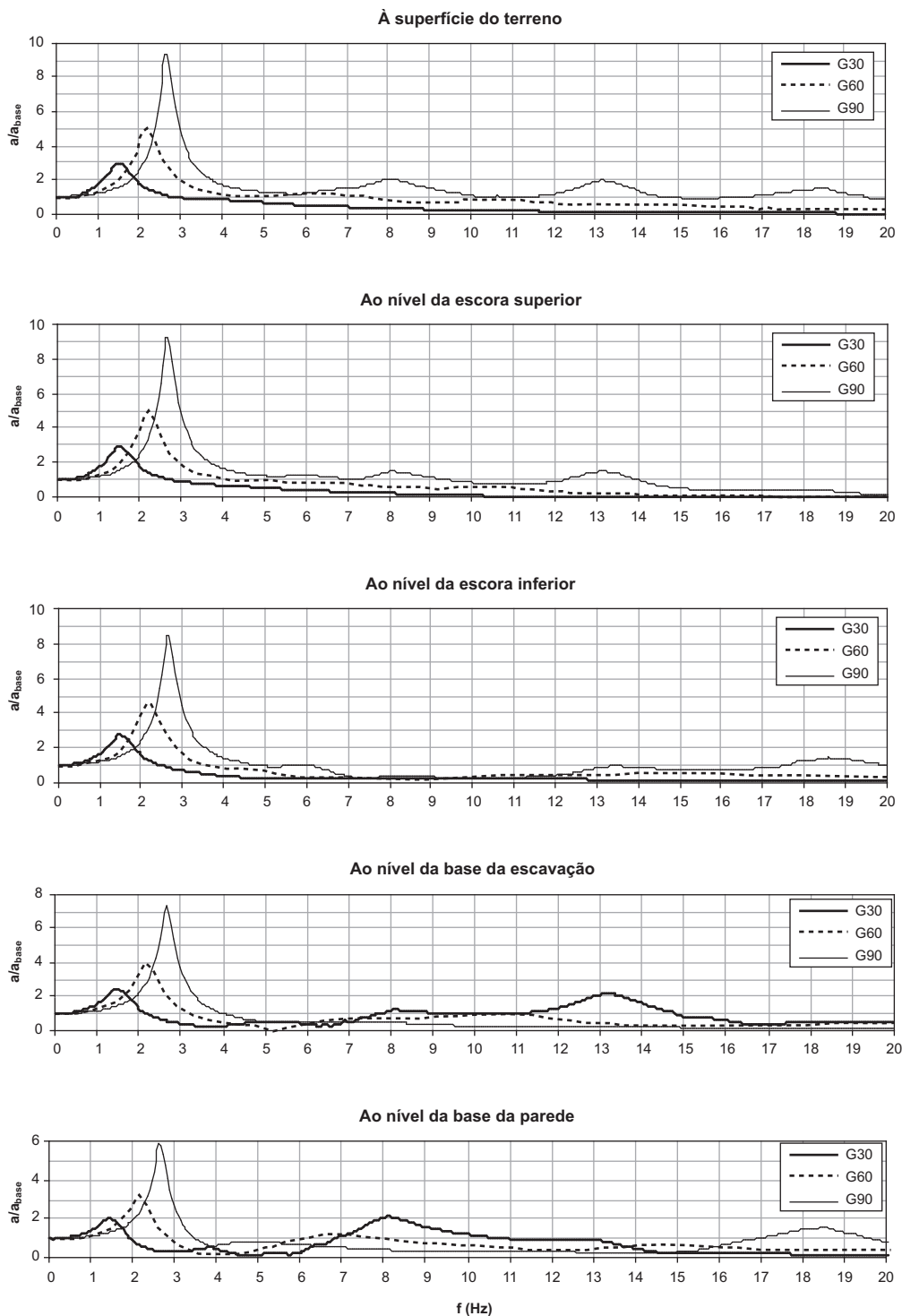


Fig. 8 – Funções de amplificação no alinhamento do campo livre para a situação dinâmica.

- Quanto maior é a rigidez do terreno, maiores são também os esforços de flexão e de corte induzidos na parede, em contraposição com o que se verifica habitualmente para a situação estática;
- Relativamente aos esforços axiais, estes também são superiores com o aumento da rigidez do terreno devido ao aumento da componente vertical das acelerações; nas análises efectuadas registaram-se acelerações verticais da ordem de metade das acelerações horizontais;
- Os esforços mais gravosos localizam-se ao nível da base da escavação, notando-se que, quer os momentos flectores, quer os esforços transversos, apresentam valores superiores aos estáticos, o que é extremamente importante em termos de dimensionamento; chama-se a atenção, em particular, para os valores de esforço transversal.

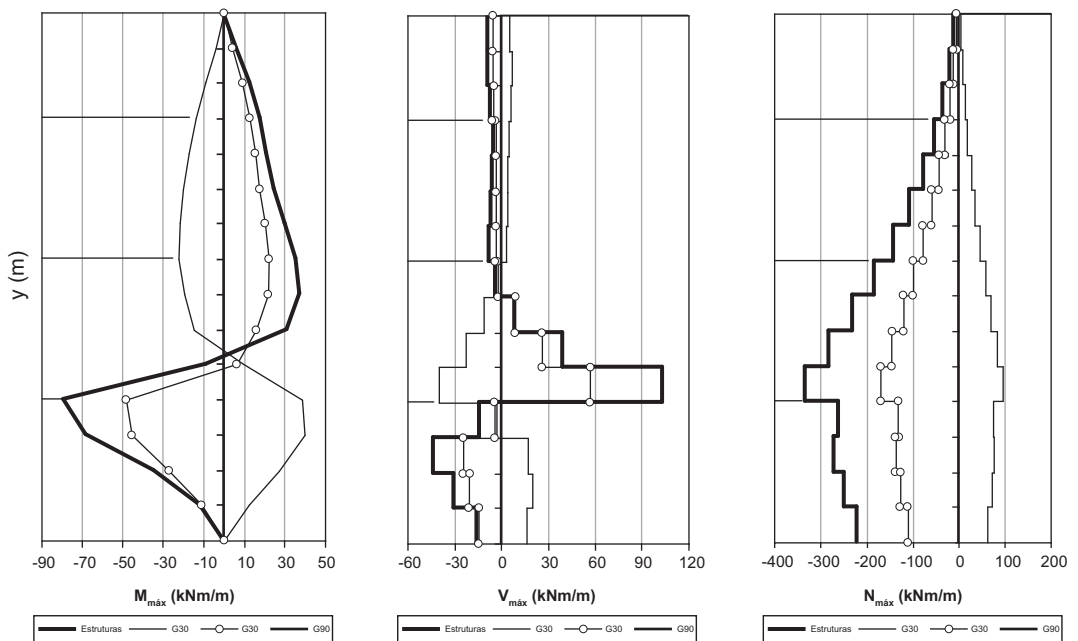


Fig. 9 – Envolventes dos esforços dinâmicos na parede.

Os esforços estáticos na parede e nas escoras foram determinados por forma a permitir compreender a real importância dos esforços dinâmicos. Para esse efeito, recorreu-se ao método das reacções hiperestáticas (utilizando diagramas de pressões aparentes), em complemento com o método dos elementos finitos (através do programa Plaxis, modelando as várias fases executivas).

Tendo-se determinado a envolvente de ambos os métodos, cujos resultados foram relativamente próximos, nos Quadros 5, 6 e 7 apresentam-se os valores estáticos e dinâmicos para as análises G30, G60 e G90, respectivamente. Destes quadros podem tirar-se as seguintes conclusões:

- Em termos de momentos flectores (M), os valores dinâmicos são da mesma ordem de grandeza que os estáticos, excepto ao nível da escora superior, em que os estáticos são bastante superiores; ao nível da base da escavação, salienta-se a situação G90, em que os momentos dinâmicos são já 2,6 vezes superiores aos estáticos;
- Em termos dos esforços transversos (V), verifica-se que os valores dinâmicos são muito reduzidos quando comparados com os estáticos, excepto ao nível da base da escavação, em

que na análise G90 se têm esforços dinâmicos superiores aos estáticos em cerca de 2,2 vezes;

- c) Assim sendo, verifica-se que no dimensionamento estrutural é importante que sejam tidos em consideração os esforços dinâmicos da parede, dada a sua importância.

No que respeita ao instante de tempo para o qual ocorrem os esforços máximos na parede, das análises efectuadas constatou-se que os momentos flectores máximos e os esforços axiais máximos ocorrem praticamente em simultâneo ao longo de toda a parede, e no instante de tempo em que se verifica o deslocamento relativo máximo no topo.

Quadro 5 – Esforços na parede para a análise G30.

Esforços		Secção da parede		
		Escora superior	Escora inferior	Base da escavação
M (kNm/m)	Estáticos	77,2	19,3	47,8
	Dinâmicos	13,6	22,1	40,2
V (kN/m)	Estáticos	67,5	56,5	43,1
	Dinâmicos	4,7	3,2	40,3

Quadro 6 – Esforços na parede para a análise G60.

Esforços		Secção da parede		
		Escora superior	Escora inferior	Base da escavação
M (kNm/m)	Estáticos	77,2	16,8	36,4
	Dinâmicos	12,9	22,4	48,3
V (kN/m)	Estáticos	67,5	46,0	44,9
	Dinâmicos	4,7	3,6	56,7

Quadro 7 – Esforços na parede para a análise G90.

Esforços		Secção da parede		
		Escora superior	Escora inferior	Base da escavação
M (kNm/m)	Estáticos	77,2	15,7	30,0
	Dinâmicos	18,0	35,8	78,6
V (kN/m)	Estáticos	67,5	43,1	46,9
	Dinâmicos	7,2	7,5	103,5

Na Figura 10 apresentam-se as envolventes dos esforços axiais ($N_{\text{máx}}$), em ambos os níveis de escoras, para as análises G30, G60 e G90. É de referir que nas abcissas se representa o comprimento das escoras em análise, ou seja, metade do comprimento total, pelo facto da modelação tirar partido da simetria.

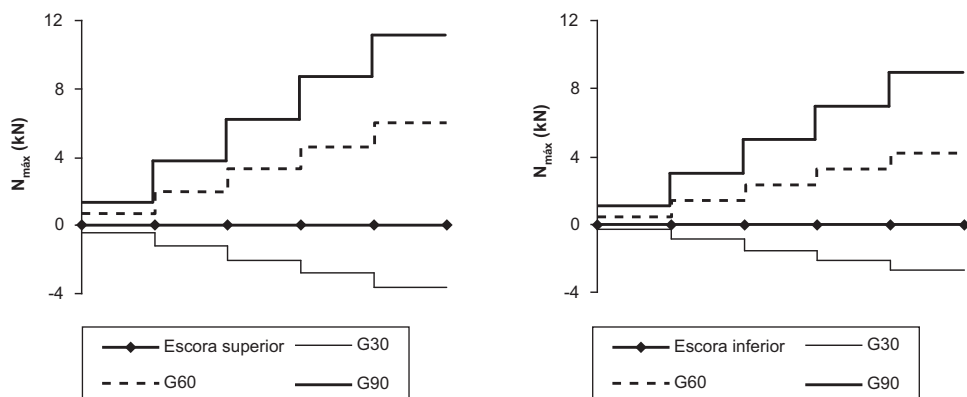


Fig. 10 – Envolventes dos esforços axiais dinâmicos nas escoras.

Salienta-se que os esforços axiais a que as escoras estão sujeitos são muito reduzidos, o que se deve ao facto destas terem pouca massa, dependendo directamente da aceleração horizontal absoluta a que são submetidas, e que é praticamente a mesma que na ligação das escoras à parede.

Para além disso, verifica-se que o esforço axial não é constante ao longo do comprimento da escora, sendo antes de compressão numa das extremidades e de tracção na outra (nas figuras apenas se representa metade das escoras, conforme já referido). Este facto é corroborado pelos deslocamentos obtidos nas escoras, verificando-se que, no caso das análises G60 e G90, a extremidade da escora junto à parede tem um deslocamento inferior ao que se verifica no eixo de simetria. No caso da análise G30 dá-se a situação inversa.

Em face do exposto, é natural que as escoras do nível superior fiquem sujeitas a esforços superiores aos do nível inferior, uma vez que a aceleração absoluta aumenta da base para o topo da parede.

Salienta-se ainda o facto do aumento da rigidez do terreno conduzir a um aumento dos esforços nas escoras, o que está directamente ligado ao aumento dos valores das acelerações.

4 – ANÁLISES VISCOELASTOPLÁSTICAS NO DOMÍNIO DO TEMPO

4.1 – Método de cálculo

Para a realização dos cálculos no domínio do tempo, através do método dos elementos finitos, usou-se o programa Plaxis.

A equação do movimento é resolvida de forma incremental no tempo (passo a passo), sendo a integração numérica efectuada pelo método de Newmark, o que permite incorporar diversos modelos constitutivos, inclusive com plasticidade:

$$[M] \cdot \{\ddot{u}\} + [C] \cdot \{\dot{u}\} + [K] \cdot \{u\} = \{F\} \quad (4)$$

Na equação (4), $[M]$, $[C]$ e $[K]$ são as matrizes de massa, de amortecimento e de rigidez, sendo $\{\ddot{u}\}$, $\{\dot{u}\}$ e $\{u\}$ os vectores de acelerações, de velocidades e de deslocamentos (relativos à base da malha). O vector de forças, que inclui as acelerações absolutas na base, é designado por $\{F\}$.

É de salientar também a particularidade de se poderem considerar os resultados das fases estáticas que precedem a fase dinâmica. No entanto, conforme já referido para o cálculo no domínio da

frequência, neste artigo apenas se apresentam os resultados relativos à fase dinâmica, pelo que estes devem ser encarados como acréscimos (ou decréscimos) face aos estáticos.

A malha de elementos finitos que foi utilizada apresenta-se na Figura 11, sendo de referir que, relativamente às condições de fronteira, ambas as faces laterais da malha foram dotadas de capacidade de transmissão de energia das ondas sísmicas, através da consideração de amortecedores viscosos. O acelerograma foi aplicado ao nível da base, tal como no caso da análise no domínio da frequência.

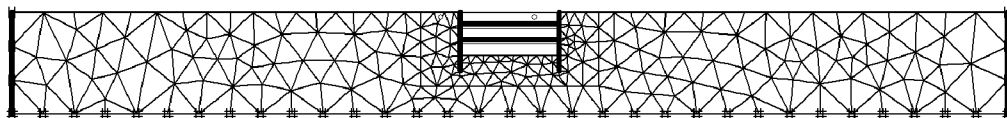


Fig. 11 – Malha de elementos finitos considerada na análise no domínio do tempo.

4.2 – Acelerações e deslocamentos ao longo do tempo

As acelerações horizontais (a_x) e os deslocamentos horizontais (u_x) no topo da parede (valores relativos à base da mesma) representam-se nas Figuras 12 e 13. Estes valores traduzem a evolução da resposta ao longo do tempo, para as análises G30 e G90, respectivamente.

Em relação às análises G30 e G90, os instantes em que ocorre o valor máximo do deslocamento relativo no topo da parede são de 7,393 s e 4,895 s, respectivamente. Como pode constatar-se para o topo da parede, na análise G90 obtiveram-se plastificações significativas, verificando-se, no final, a ocorrência dum deslocamento permanente de cerca de 0,36 cm. Esse fenómeno é menos importante para a análise G30, tendo-se obtido um deslocamento permanente de 0,11 cm.

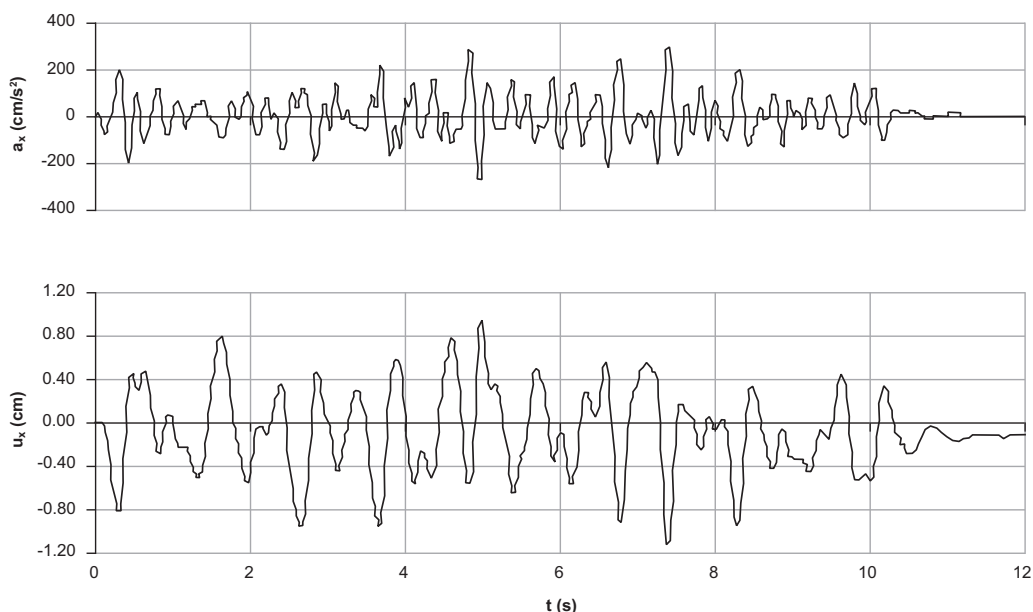


Fig. 12 – História de acelerações e deslocamentos dinâmicos no tempo, no topo da parede (análise G30).

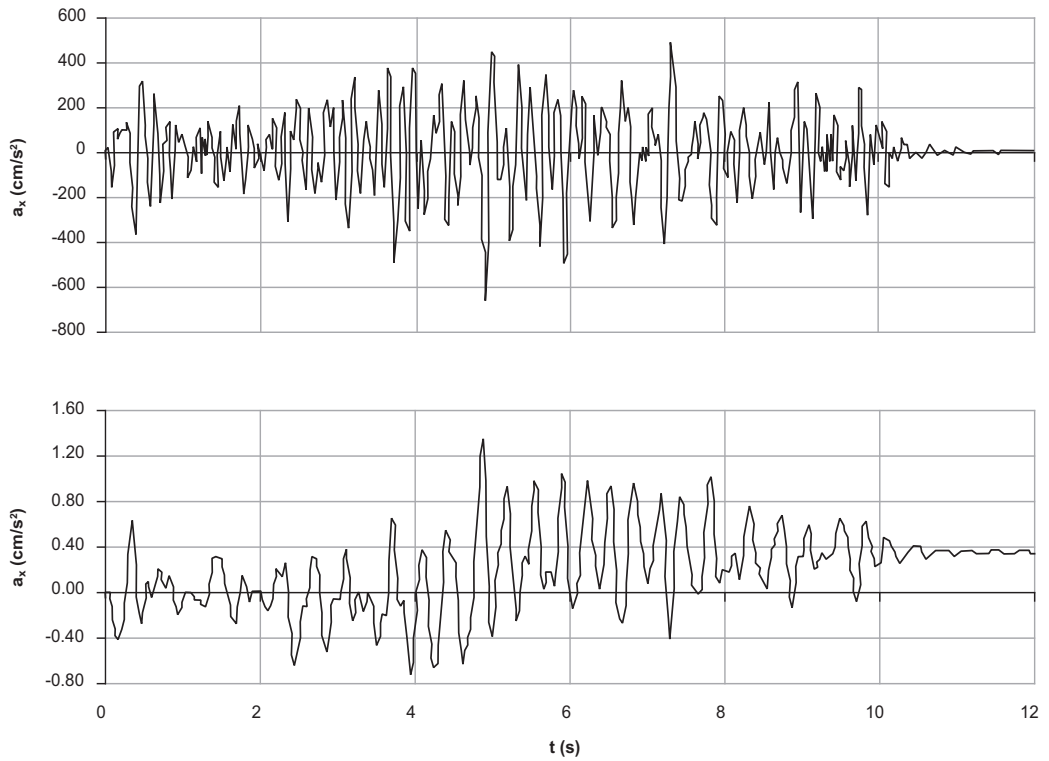


Fig. 13 – História de acelerações e deslocamentos dinâmicos no tempo, no topo da parede (análise G90).

Na Figura 14 apresentam-se as deformadas nos instantes em que ocorrem os deslocamentos relativos máximos no topo, em simultâneo com os esforços mais importantes na parede. É de salientar que, contrariamente ao que sucede nas análises viscoelásticas, em que os deslocamentos absolutos das duas paredes são iguais em cada instante, para um determinado nível, nos casos em que há plastificação do terreno tal deixa de ser verdade, ficando as escoras sujeitas a deslocamentos relativos das suas extremidades que não são desprezáveis.

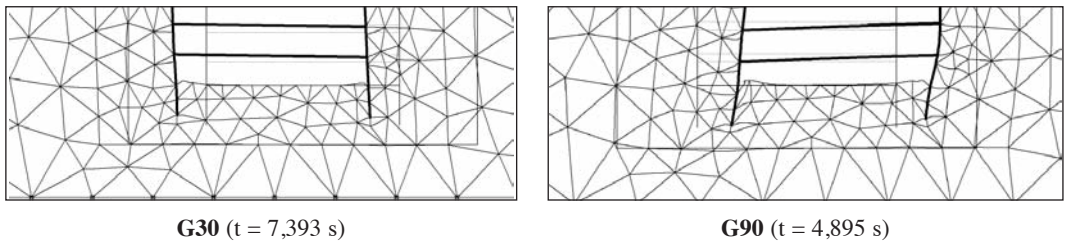


Fig. 14 – Deformadas associadas aos deslocamentos relativos máximos no topo da parede.

Na Figura 15 apresentam-se as acelerações absolutas máximas na parede (em módulo) para as análises viscoelastoplástica (Plx-Elastop) e viscoelástica (Flush), em relação às análises G30 e G90.

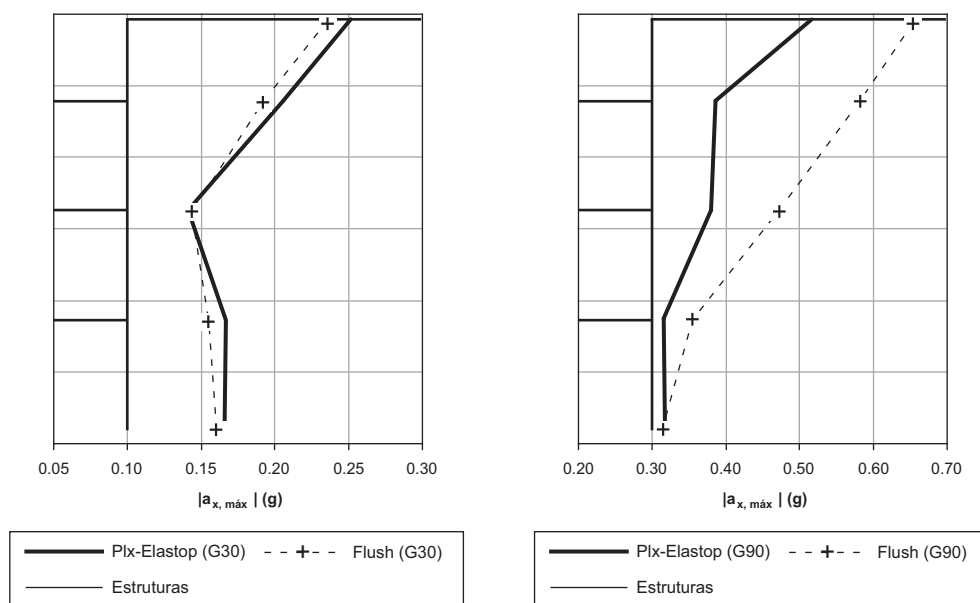


Fig. 15 – Acelerações máximas na parede.

Para a análise G30, as acelerações obtidas nas análises viscoelástica e viscoelastoplástica são da mesma ordem de grandeza (0,236 g vs. 0,252 g, no topo). Na análise G90 obtiveram-se com a análise viscoelástica valores superiores à viscoelastoplástica (0,652 g vs. 0,517 g, no topo), tendo as plastificações conduzido a uma degradação da rigidez e a um aumento do amortecimento na zona das escoras, com a consequente redução das acelerações.

4.3 – Esforços na parede e nas escoras

As envolventes dos esforços dinâmicos na parede, respectivamente para as análises G30 e G90, apresentam-se nas Figuras 16 e 17, em comparação com os resultados das análises viscoelásticas. Os resultados mais relevantes encontram-se resumidos no Quadro 8, para três secções da parede (ao nível das escoras e ao nível da base da escavação), verificando-se que, no caso da análise G90, os esforços são muito superiores aos da análise G30.

É de referir que, para determinar as envolventes dinâmicas dos esforços na análise viscoelastoplástica, foi necessário subtrair a envolvente estática às envolventes positiva e negativa finais acumuladas ao longo das fases de cálculo (estática + dinâmica). Assim, se não houver mudança de sinal dos esforços, não é possível conhecer a envolvente dinâmica quando esta é inferior à estática – daí que nas Figuras 16 e 17 algumas envolventes da análise viscoelastoplástica apresentem um aspecto irregular. Trata-se duma limitação do programa de cálculo utilizado, que apenas armazena os valores envolventes dos esforços para as diversas fases de carregamento.

Comparando os resultados do modelo viscoelastoplástico com os do viscoelástico, os esforços da análise G30 são globalmente da mesma ordem de grandeza. Para a análise G90 já o cenário é diferente, com os esforços a aumentarem significativamente no caso do modelo viscoelastoplástico (excepto ao nível da base da escavação, em que são idênticos).

Na Figura 18 apresentam-se os resultados relativos às escoras do nível superior, para as análises G30 e G90 – para o nível inferior as conclusões são semelhantes. Como pode verificar-se em

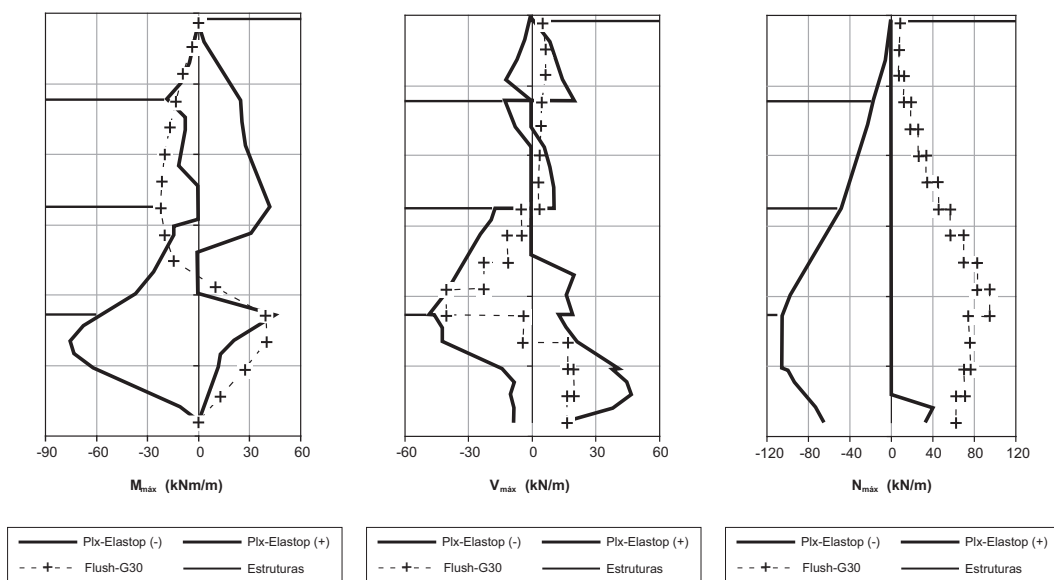


Fig. 16 – Envolturas dos esforços dinâmicos na parede para a análise G30.

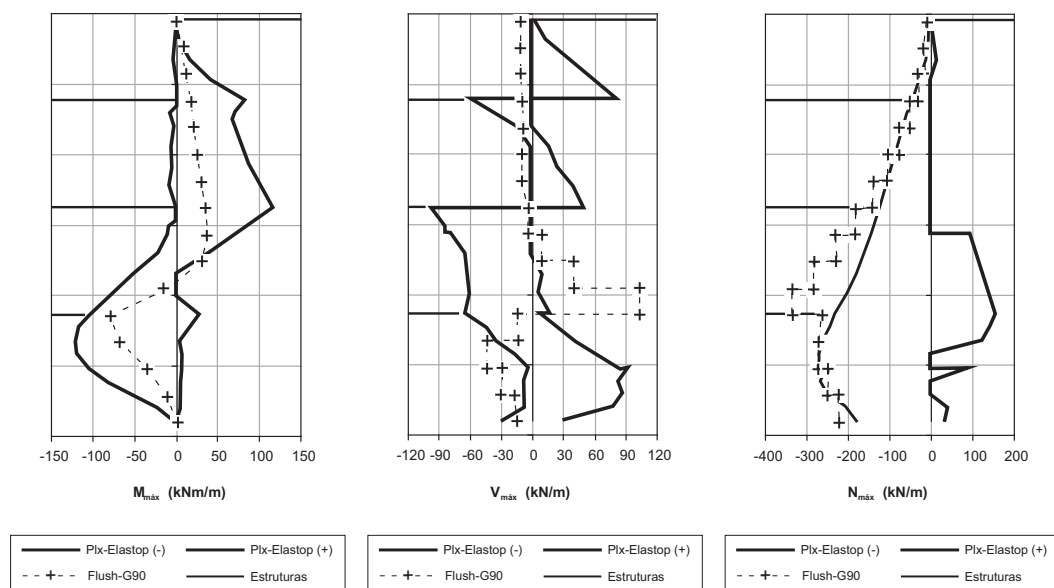


Fig. 17 – Envolturas dos esforços dinâmicos na parede para a análise G90.

ambos os casos, o modelo viscoelastoplástico fornece valores substancialmente superiores aos do viscoelástico, da ordem de 8 a 15 vezes – tal deve-se aos deslocamentos relativos das extremidades a que as escoras são sujeitas quando há plastificações no terreno (inexistentes em análises viscoelásticas, dado que as deformadas de ambas as paredes são iguais em cada instante), originando esforços que têm de ser adicionados aos provocados pelas forças de inércia.

Quadro 8 – Esforços dinâmicos máximos na parede.

Esforços	Escora constitutivo	Secção da parede					
		Modelo superior		Escora inferior		Base da escavação	
		G30	G90	G30	G90	G30	G90
M (kNm/m)	Viscoelastoplástico	16,7	84,7	41,6	115,7	46,2	119,5
	Viscoelástico	13,6	18,0	22,1	35,8	40,2	78,6
V (kN/m)	Viscoelastoplástico	20,6	81,8	16,9	96,7	47,7	92,6
	Viscoelástico	4,7	7,2	3,2	7,5	40,3	103,5

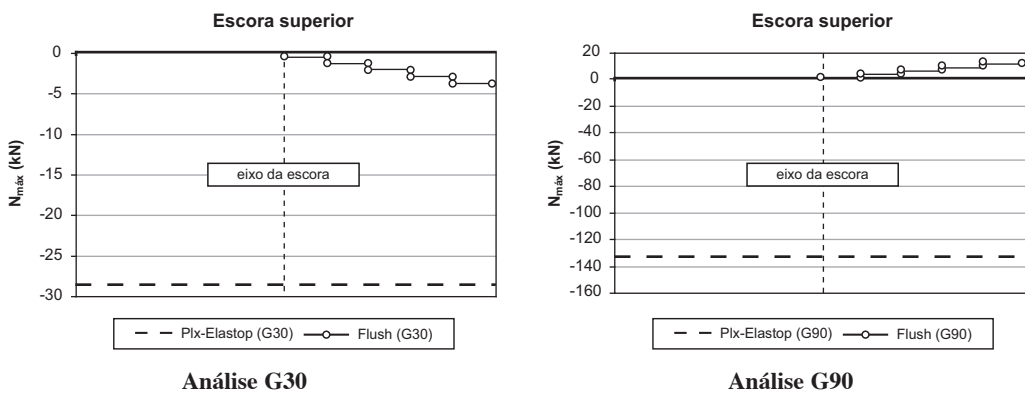


Fig. 18 – Envolventes dos esforços axiais dinâmicos no nível superior de escoras.

É de referir que, para a análise viscoelastoplástica, a acção sísmica provoca o encurtamento das escoras, pelo que os esforços axiais dinâmicos são sempre de compressão.

4.4 – Plastificações induzidas no terreno

Na Figura 19 apresentam-se, para as análises G30 e G90, os pontos de plastificação no terreno relativos aos instantes em que ocorrem os deslocamentos relativos máximos no topo da parede.

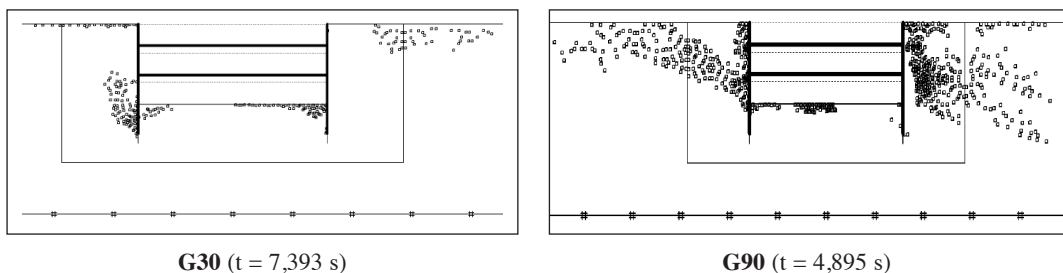


Fig. 19 – Pontos de plastificação no terreno.

No caso da análise G30 pode verificar-se que ocorre muito pouca plastificação no terreno, o que justifica o facto dos esforços na parede não serem muito diferentes na análise viscoelástica e na análise viscoelastoplástica. Nas escoras há efectivamente um aumento do esforço axial, devido à ocorrência de deslocamentos relativos, embora reduzidos, entre as extremidades. Em contraposição, para a análise G90 verifica-se que há zonas de plastificação generalizada no terreno, o que conduz a esforços muito superiores, quer na parede, quer nas escoras.

De facto, o aumento dos esforços na parede e nas escoras depende fortemente do nível de plastificação induzido pela acção sísmica no terreno, sendo a análise G90 a mais desfavorável.

Na Figura 20 apresentam-se as direcções principais das tensões no terreno, correspondentes à análise G90, para o instante de tempo $t = 4,895$ s. Conforme pode constatar-se, na zona superior do terreno, na zona de influência da parede direita, cujo deslocamento é da esquerda para a direita (Figura 14), as tensões horizontais são muito maiores que as verticais. Com efeito, constata-se que o terreno junto à parede direita, para além de estar globalmente plastificado, se encontra próximo do estado passivo, o que está de acordo com o facto do deslocamento da parede ser superior ao do campo livre na zona acima do nível inferior de escoras, induzindo por isso um aumento das tensões horizontais.

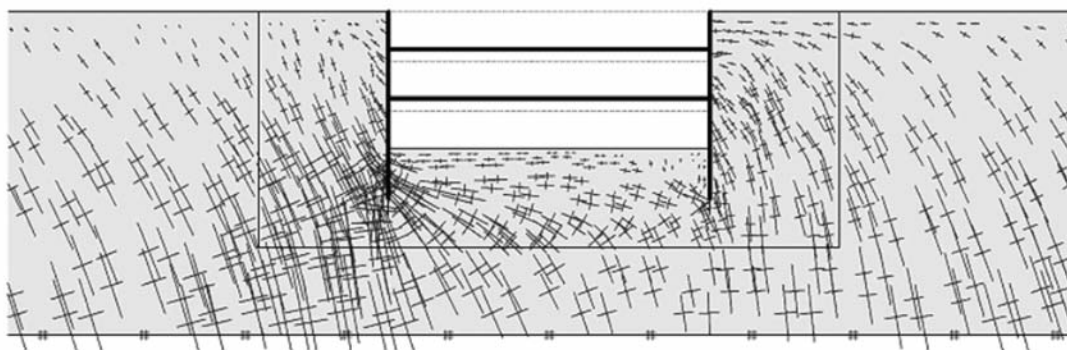


Fig. 20 – Direcções principais das tensões no terreno, para $t = 4,895$ s (G90).

5 – CONCLUSÕES

No presente artigo aborda-se o comportamento sísmico de estruturas flexíveis multi-apoiadas recorrendo a análises com modelos viscoelásticos lineares, através do método dos elementos finitos no domínio da frequência, bem como a análises com modelos viscoelásticos com plasticidade perfeita, através do método dos elementos finitos no domínio do tempo.

O comportamento dinâmico deste tipo de estruturas é bastante complexo, mesmo quando apenas analisado em regime viscoelástico linear. Com efeito, tal complexidade tem a ver com os muitos factores que condicionam a resposta da estrutura, em interacção com o meio envolvente, com especial destaque para a rigidez e para o amortecimento do terreno.

Pelos resultados obtidos nas análises efectuadas no domínio da frequência, constatou-se que, em todos os casos, há amplificação da acção sísmica ao longo da altura da camada deformável, sendo esta tanto maior quanto mais rígido for o terreno, devido ao menor amortecimento associado. Consequentemente, e ao contrário do que sucede em termos estáticos, os esforços dinâmicos na parede e nas escoras aumentam em proporcionalidade directa com o aumento da rigidez do terreno, não sendo alheia a este facto a redução correspondente do amortecimento.

A situação de cálculo considerada corresponde a uma estrutura de contenção em betão armado com dois níveis de escoras, sendo portanto relativa a uma escavação pouco profunda e relativamente vulgar em meio urbano. No entanto, apesar de ter sido analisada uma obra de pequena dimensão, é importante referir que os esforços dinâmicos são muito significativos quando comparados com os estáticos, em determinadas secções da parede, especialmente ao nível da base da escavação, devido à transição que aí se verifica em termos de rigidez do sistema. Com efeito, obtiveram-se momentos flectores e esforços transversos dinâmicos que chegam a ser cerca de 2,5 vezes superiores aos estáticos, o que significa que a parcela dinâmica corresponde, isoladamente, a mais de 70% do total.

Para além do exposto, as análises efectuadas no domínio do tempo, incorporando um critério de rotura de Mohr-Coulomb, com plasticidade perfeita, também demonstraram que a resposta sísmica da estrutura e do terreno depende fortemente dos níveis de plastificação a que o maciço fica sujeito, os quais, por sua vez, estão muito dependentes dos parâmetros utilizados.

Com efeito, na análise viscoelastoplástica G30 (módulo de distorção correspondente a 25% de G_0), a plastificação no terreno foi pouco expressiva, donde resultaram acelerações e esforços nas estruturas semelhantes às obtidas em regime viscoelástico linear. Ao invés, na análise viscoelastoplástica G90 (módulo de distorção correspondente a 75% de G_0) ocorreu a plastificação de grandes zonas do terreno, o que provocou um aumento do amortecimento e, por conseguinte, contribuiu para a redução generalizada das acelerações, em relação à análise viscoelástica. A este facto, que, por si só, deveria conduzir a uma redução dos esforços, sobrepôs-se a ocorrência de deslocamentos relativos importantes na parede e nas escoras, originando nestes elementos estruturais um acréscimo muito significativo dos esforços, face à análise viscoelástica. É de salientar que, na zona superior do terreno, chegou a instalar-se o estado passivo.

Em face do exposto podem apresentar-se as seguintes conclusões:

- a) As análises no domínio do tempo são muito sensíveis às características dinâmicas a utilizar; efectivamente, como se demonstrou, uma escolha errada do amortecimento e da rigidez do terreno pode sobrestimar os efeitos da acção sísmica ou, pelo contrário, pode subestimá-los seriamente;
- b) Nas análises no domínio do tempo, o amortecimento é assumido como constante (amortecimento de Rayleigh), o que não é realista, acrescendo ainda que, no caso de análises com menor rigidez do terreno, como é o caso da análise G30, tem-se um amortecimento muito alto ao mesmo tempo que se considera implicitamente também a parcela de amortecimento conferida pela plastificação do solo - esta conjugação de factores sobrestima o amortecimento do terreno, o que é contrário à segurança;
- c) Os modelos viscoelásticos apresentam a limitação de, neste tipo de estruturas, conduzirem a deslocamentos simétricos de ambas as paredes, sendo por isso os esforços menores do que numa situação assimétrica, melhor traduzida por modelos com plasticidade;
- d) Face a uma situação de dimensionamento concreta, parece inevitável o recurso a métodos de análise que permitam incorporar a variação das características dinâmicas do terreno em função dos níveis de distorção induzidos, como por exemplo o método linear equivalente, parecendo este bastante adequado para usar como método de referência; complementar - mente, deve recorrer-se a análises viscoelastoplásticas no domínio do tempo, adoptando valores de amortecimento e de rigidez associados à componente elástica, devidamente ponderados em função dos resultados obtidos através do método linear equivalente - esta ponderação deve ser realizada não só nas imediações da estrutura, mas tendo também em consideração os resultados obtidos em toda a malha de elementos finitos.

6 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Ambrósio, A. C. (2006). *Comportamento sísmico de estruturas de suporte flexíveis multi-apoiadas*. Dissertação submetida à Universidade Técnica de Lisboa para a obtenção do Grau de Mestre em Geotecnia para Engenharia Civil.
- Chopra, A. K. (2001). *Dynamics of structures. Theory and applications to earthquake engineering*. 2nd Edition. Prentice Hall.
- Ishibashi, I., Zhang, X. (1993). *Unified dynamic shear moduli and damping ratios of sand and clay*. Soils and Foundations. Japanese Society of Soils Mechanics and Foundation Engineering, vol. 33, nº 1, pp. 182-191.
- Lysmer, J., Udaka, T., Tsai, C.; Seed, H. B. (1975). *FLUSH - A computer program for approximate 3-D analysis of soil-structure interaction problems*. Report nº EERC 75-30, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.
- RSAAEP (1983). *Regulamento de segurança e acções para estruturas de edifícios e pontes*. Imprensa Nacional, Casa da Moeda, E.P., Lisboa.
- Santos, J. A. (2003). *Resposta harmónica de uma camada viscoelástica*. Revista da Sociedade Portuguesa de Geotecnia, nº 99, pp. 53-64.
- Santos, J. A.; Gomes, R. C., Antão, A. (2002). *Aplicação de modelos lineares e elastoplásticos na análise dos efeitos locais da acção sísmica*. 8º Congresso Nacional de Geotecnia, vol. 3, pp. 1983-1994.

ESTUDO DE UMA RUPTURA EM TALUDE URBANO NO MORRO DO CURRAL – OURO PRETO

Failure's Study in an Urban Slope at Morro do Curral's hill- Ouro Preto

Sueli Batista Ferreira*

Milene Sabino Lana**

Luis Fernando Martins Ribeiro***

Brasileu Agnaldo Pereira****

RESUMO – Este trabalho apresenta o estudo de uma ruptura de um talude no Morro do Curral, localizado na Vila São José – Ouro Preto, Minas Gerais, Brasil. Os objetivos foram a caracterização geotécnica do xisto Sabará, formação preponderante na encosta, bem como a realização de retroanálises para determinação da posição do nível d'água à época da ruptura. A geometria da superfície de ruptura e os parâmetros obtidos nos ensaios de cisalhamento direto foram inseridos como dados de entrada nas retroanálises, utilizando o programa Geo-Slope. Concluiu-se que a drenagem na área é fundamental, pois o fator de segurança é crítico quando há presença de água no talude.

SYNOPSIS – This work presents the study of a failure in an urban slope of the Morro do Curral's hill, situated in the São José neighbourhood – Ouro Preto, Minas Gerais, Brazil. The objectives of this work were the geotechnical characterization of Sabará's schist, principal formation of the hill, and the back analyses to evaluate the groundwater level position at failure time. The failure geometry surface and the results provided in direct shear tests were given as input into the back analyses, using the software Geo-Slope. It was concluded that drainage is fundamental in the slope studied, as the factor of safety is critical in presence of water in the slope.

PALAVRAS CHAVE – Escorregamentos em encostas, pressões neutras, retroanálises.

1 – INTRODUÇÃO

Os movimentos de massa que interferem com a ocupação urbana na base de encostas constituem problemas dos mais importantes em geotecnia. Esta situação representa um grande impacto na ocupação das cidades em geral, principalmente naquelas que se encontram encravadas nos flancos de serras e montanhas. A sua análise conduz às investigações geotécnicas; e são pertinentes quanto a disciplinar a ocupação do espaço urbano em geral.

No caso da cidade de Ouro Preto, as características morfológicas, climáticas e geológicas; o relevo forte e o alto índice pluviométrico, entre outros fatores, predispõem movimentos de massa e processos erosivos nas formações rochosas deste importante sítio histórico.

* Mestre em Engenharia Mineral, Universidade Federal de Ouro Preto – MG, Brasil.

E-mail: suelibferreira@ibest.com.br

** Doutora, Professora do Departamento de Engenharia de Minas, Universidade Federal de Ouro Preto – MG, Brasil. E-mail: milene@demin.ufop.br

*** Doutor, Professor do Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília – DF. E-mail: lmartins@unb.br

**** Mestre em Engenharia Civil, Engenheiro geotécnico, BVP Engenharia. E-mail: brasileu.agnaldo@bvpengenharia.com.br

A ocupação e o crescimento urbano da cidade, desde o início de seu povoamento mostram não ter havido compromisso com a preservação do patrimônio histórico e com o planejamento urbano. Preocupação que todas as cidades devem ter sempre em foco e em particular uma cidade histórica e patrimônio mundial como Ouro Preto.

Na área objeto de estudo deste trabalho, no Morro do Curral, existe um histórico de ocorrência de movimentos de massa importantes e a situação atual aponta para riscos iminentes de novos movimentos.

O Morro do Curral está situado a oeste da Praça Tiradentes, no centro histórico da cidade. Estende-se desde o bairro Jardim Alvorada, divisando com o bairro Vila São José, Praça Rio Branco até a Praça Cesário Alvim, onde se localiza o prédio da antiga estação ferroviária. A ruptura estudada neste trabalho ocorreu na Vila São José (Figura 1).

O escorregamento estudado ocorreu no reperfilamento localizado na vila São José; a suavização da encosta foi realizada após um dos maiores movimentos de massa ocorridos na cidade, em 1979.



Fig. 1 – Núcleo populacional da vila São José na base do Morro do Curral.

Em decorrência de acidentes e prejuízos causados por fortes chuvas, em tempos passados, especialmente o movimento ocorrido em 1979, questiona-se a urbanização na encosta do Morro do Curral, sem um planejamento adequado, especialmente sob o ponto de vista geotécnico.

Neste trabalho as condições existentes no maciço rochoso à época do escorregamento foram reconstituídas. A geometria da superfície de ruptura foi levantada em nível de detalhe. Ensaios de cisalhamento direto foram feitos para caracterizar o material e a posição do nível d'água foi obtida por retroanálises.

A grande carência de informações quantitativas acerca dos movimentos de massa na cidade de Ouro Preto foi uma das motivações do presente trabalho. A obtenção dessas informações é de grande relevância para os estudos geotécnicos que visam disciplinar a ocupação do espaço urbano da cidade.

2 – HISTÓRICO DA ÁREA

O maciço rochoso do Morro do Curral pertence à Formação Sabará – Super Grupo Minas. As litologias características da área em estudo são filitos e xistos. O sistema de fracturas em alguns níveis filíticos é bastante contínuo, proporcionando áreas de fragilidade. O estudo da Formação Sabará é complicado pelo fato de que em muitos pontos a formação se transformou pelo intemperismo num saprolito, sendo escassas as exposições de rocha fresca, (Sobreira, 1990). O xisto, nos locais mais alterados, tem uma coloração de castanho a avermelhado, demonstrando sua oxidação.

Morfológicamente a encosta tem inclinação média de 45°, altura da ordem de 50 m, comprimento na base de 151 m. Apresenta perfil irregular, com escarpas quase verticais e aproximadamente paralelas, vertentes irregulares, com declives variáveis. O topo apresenta uma cobertura vegetal rasteira e a base mostra uma conformação longitudinal em “S”. A drenagem é representada por dois talwegues principais (Fernandes, 2000).

Após as fortes chuvas ocorridas em Dezembro/78 a Fevereiro/79 foram registrados vários escorregamentos em Ouro Preto. O mais grave e também maior deles ocorreu na vila São José, onde a encosta foi atingida por fendas, as quais deslocaram um volume de aproximadamente 100.000 m³ de material. A área localizada nos fundos da Rua Dr. Horlando Ramos e Dr. Albino Sartori foi retaludada para funcionar como área de segurança quanto a possíveis novos escorregamentos. O projeto, elaborado em 1979, previa, além da remoção de aproximadamente 500.000 m³ de material, a instalação de um completo sistema de drenagem e a cobertura vegetal com grama em todos os taludes. Um ano mais tarde, em Junho de 1980, constatou-se a reativação de antigos escorregamentos, em virtude da não implantação do sistema de drenagem previsto (Figura 2).



Fig. 2 – Rua Dr. Albino Sartori, Vila São José. À direita, os fundos das residências na rua Dr. Horlando Ramos após as chuvas de 1980. (Fonte: IPHAN).

Várias empresas e órgãos se responsabilizaram pelo projeto de suavização da encosta; Tecnosolo, Secretaria de Planejamento – SEPLAN-MG, Departamento de Estradas e Rodagem – DER-MG, dentre outras, recomendando ao IPHAN (Instituto do Patrimônio Histórico e Artístico Nacional), responsável juntamente com a Prefeitura pela obra, que a encosta não deveria, em nenhuma hipótese, receber ocupação de tipo permanente como moradia ou outras edificações. Dentre as sugestões para inibir a ocupação inadequada, os técnicos recomendaram a construção de um tapume (cerca de arame) contornando os limites inferiores da área de terraplanagem; e que se implantasse

um bosque, com árvores de porte médio (ou pomar), para reforçar a estabilidade do terreno diluindo a agressividade visual da obra. Esses procedimentos não foram seguidos, como pode ser visto na Figura 3, que atesta a dificuldade de controle da ocupação urbana em Ouro Preto.

Bonuccelli (1999) fez um levantamento, junto ao corpo de bombeiros, relativo aos movimentos gravitacionais de massa e processos associados no município de Ouro Preto. Das 488 ocorrências feitas pelo corpo de bombeiros na área urbana de Ouro Preto, entre 1988 e 1998, cinco delas foram na Vila São José às quais registraram quatro atendimentos na rua Doutor Albino Sartori, referentes a escorregamentos e inundações – em Novembro/89, Fevereiro/92, Outubro/93 e Janeiro/97 – e uma ocorrência na rua Doutor Afonso Baeta, por risco de escorregamento e queda de bloco, em Dezembro/95.



Fig. 3 – Ocupação após o reperfilamento na rua Dr. Horlando Ramos.
À direita a ocupação atual. (Fonte: IPHAN).

Sobreira (1990) considera o reperfilamento da Vila São José como um dos pontos mais problemáticos da cidade. Foi constatado que a ocupação inadequada da área é o principal fator de periculosidade quanto ao risco geológico, que deveria ser combatido para prevenir acidentes.

Pinheiro *et al.* (2003) fazem considerações acerca da influência da expansão urbana nos movimentos ocorridos no Morro do Curral, chamando a atenção para a descoordenação dos órgãos fiscalizadores. Estes autores salientam a importância da realização de trabalhos voltados à geração de dados sobre as características dos terrenos que ainda são bastante escassos. Esta mesma preocupação é evidenciada por Fernandes (2000).

3 – METODOLOGIA

A metodologia empregue obedeceu às seguintes etapas:

- a) Levantamento topográfico de detalhe da superfície de ruptura utilizando estação total. Esse levantamento possibilitou a obtenção da superfície de ruptura em planta e em secção para fins de aplicação de métodos de equilíbrio limite.

- b) Caracterização do material: determinação da composição mineralógica por microscopia óptica em lâminas delgadas e difratometria de Raios-X e análise granulométrica para determinação da distribuição de tamanho das partículas do material que constitui a encosta. Também foram obtidos os índices físicos do material.
- c) Amostragem: foram retiradas amostras indeformadas de 30x30x30 cm³ para ensaios de cisalhamento direto. Foram realizadas duas amostragens; uma em período chuvoso e outra na estiagem. Parte dos blocos ficaram inutilizados por rachaduras e macroporos derivados de raízes mortas e de origem animal (principalmente formigueiro), confirmando o quão alterado e intemperizado se encontra o xisto, em alguns pontos da encosta.
- d) Ensaios de cisalhamento direto – obedeceram a duas etapas: depois de aplicado sobre o corpo-de-prova a tensão normal (σ) e após a estabilização das deformações verticais, foi aplicada a tensão cisalhante (τ) a uma velocidade de 0,04 mm/s, sob condições drenadas. Para a determinação da envolvente de resistência fizeram-se ensaios em diferentes níveis de tensões normais: 50 kPa, 100 kPa, 200 kPa e 400 kPa. Esses ensaios foram realizados na condição de umidade natural e inundados para simular a pior situação no campo. Todos os ensaios foram realizados no laboratório de Geotecnia da UFOP e seu procedimento detalhado, inclusive para cálculo da velocidade de aplicação de carga, é descrito por Ferreira (2004).

A determinação das prováveis posições dos níveis d'água (NAs) foram feitas com a utilização do programa SEEP/W e a análise da estabilidade de taludes com o SLOPE/W, ambos do pacote GEO-SLOPE.

4 – RESULTADOS

4.1 – Composição Mineralógica

No Quadro 1 apresentam-se os resultados obtidos na análise mineralógica através de lâminas delgadas e detectados pela difratometria de RX. Os blocos 1, 2 e 3 no Quadro 1 representam amostras retiradas do talude (P1, P2 e P3 na figura 14). O quartzo, o principal constituinte da rocha analisada, encontra-se presente na faixa 48% a 95%, apresenta-se incolor, subédrico a anédrico, concordante com a xistosidade. Alguns cristais apresentam extinção ondulante, relevo baixo; está orientado e localmente apresenta-se dobrado, mostra cristais médios e grossos; apresenta-se também como agregados (cherts) com predomínio de cristais finos. A sericite, segundo principal cons -

Quadro 1 – Análise Mineralógica das lâminas delgadas e difratometria de RX.

Bloco	Lâmina Delgada (%)	Minerais do RX	Rocha
1	Quartzo (95), Opacos (3), Clorite(1), Sericite (1).	Quartzo e Caulinite	Quartzito – Ferruginoso
2	Quartzo (48), Sericite (35), Hematite (15), Turmalina (1), Muscovite (1).	Muscovite, Quartzo e Caulinite	Quartzo – Mica – Xisto
3	Quartzo (65), Sericite (22), Opacos (10), Turmalina (1), Clorite (1), Muscovite (1).	Muscovite, Quartzo e Caulinite	Mica – Quartzito

tituinte encontrado, ocorre sobre a forma de agregados fibrosos, com hábito tabular, amarelada, lepidoblástica, clivagem excelente, relevo moderado, com escamas minúsculas de brilho sedoso, é um produto da alteração do feldspato; varia de 1% a 35%. Os demais constituintes são hematite, turmalina, clorite, muscovite e opacos, ocorrem juntos em até 17%. A Figura 4 mostra os minerais encontrados nas lâminas delgadas.

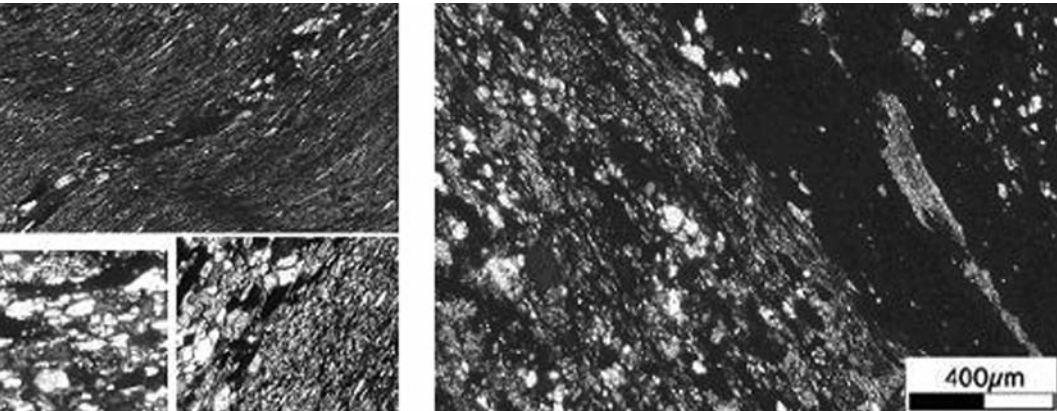


Fig. 4 – Contato de nível quartzozo com nível de muscovite e quartzito ferruginoso. Polarizadores cruzados.

4.2 – Caracterização geotécnica

Nos mesmos locais onde foi feita a amostragem para caracterização mineralógica foram retirados os blocos indeformados para caracterização geotécnica e realização de ensaios de cisalhamento.

No Quadro 2 mostram-se os índices físicos do material que representam os índices médios das amostras caracterizadas. Apesar da heterogeneidade do material observada nos blocos indeformados não houve significativa variação nos valores dos índices físicos.

Quadro 2 – Índices físicos do material.

Índice	Valor médio
Índice de vazios (e)	0,62
Porosidade (n)	38%
Peso específico natural (γ)	20,17 kN/m ³
Peso específico dos grãos (G)	2,84
Peso específico saturado (γ_{sat})	23,25 kN/m ³

A análise granulométrica (Figura 5) permitiu classificar o material como silte arenoso a silte areno-argiloso. A percentagem de argila só foi detectada quando o ensaio de granulometria foi realizado com defloculante. Este fato indica que, nas condições reais do campo boa parte da fração de argila está agregada em grumos nas partículas de silte. Segundo Bressani *et al.* (1997), esta agregação é uma característica microestrutural comum nos solos residuais tropicais e subtropicais e tem grande influência no comportamento do material no que diz respeito à permeabilidade e à dissipação de poro-pressões.

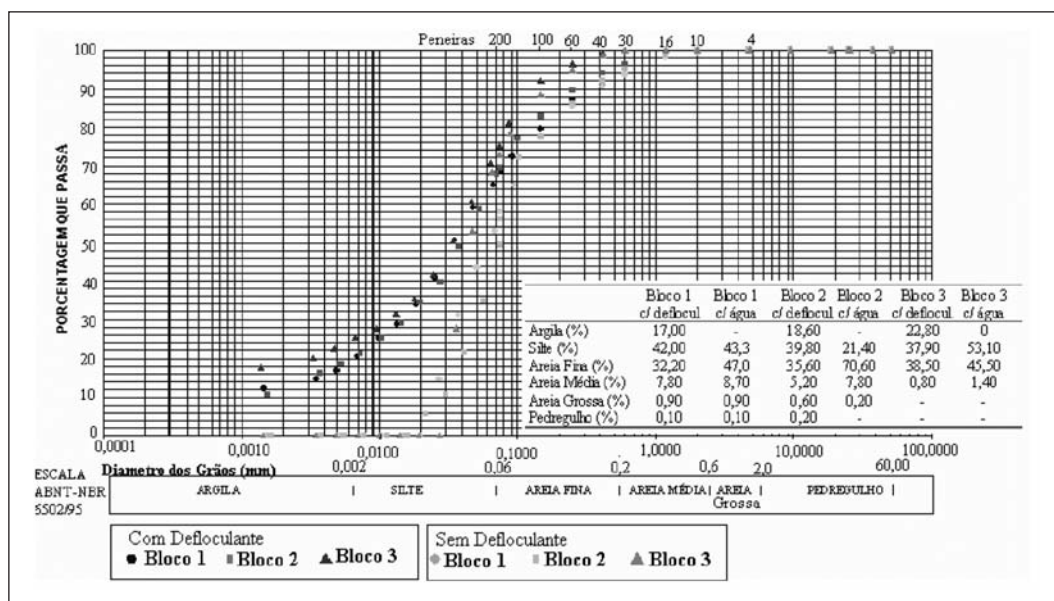


Fig. 5 – Curvas granulométricas típica do material.

4.3 – Ensaios de cisalhamento

Nos problemas de engenharia é conveniente que rochas de muito baixa resistência ou muito intemperizadas sejam tratadas como solos, para efeito da sua caracterização física e obtenção de parâmetros de resistência. Tal é o caso do maciço rochoso do Morro do Curral na área estudada. Durante todo o trabalho o material foi classificado e caracterizado através da mesma metodologia utilizada para os solos.

Entretanto, trata-se de uma rocha com presença marcante de xistosidade que no local se encontra muito intemperizada. Em outras regiões da encosta, estudadas por Fernandes (2000), Pinheiro (2002) e Pinheiro *et. al.* (2003), o maciço exibe rupturas típicas de maciços rochosos condicionadas por superfícies de xistosidades e demais fraturas presentes.

No local de estudo deste trabalho, embora o maciço seja do mesmo tipo litológico dos autores supracitados, as rupturas são típicas de solos, de forma aproximadamente circulares, não condicionadas por superfícies de descontinuidades. Mas sendo uma rocha, a presença de anisotropia marcante e a xistosidade influenciam a resistência na superfície de ruptura. Vê-se então, que o caso estudado está por assim dizer no limiar da distinção entre uma rocha e um solo, tendo sido essa característica peculiar cuidadosamente analisada e observada durante os trabalhos realizados.

Foram realizados oito ensaios para cada bloco, sendo quatro com umidade natural e quatro saturados. Os ensaios foram feitos com a tensão de cisalhamento aplicada paralelamente à superfície de xistosidade, que corresponde à superfície de fraqueza condicionante do movimento.

A realização do ensaio de cisalhamento foi dificultada porque o xisto se encontra profundamente alterado e friável. A maior dificuldade reside justamente na etapa de preparação das amostras.

Na Figura 6 apresentam-se curvas típicas tensões de cisalhamento versus deslocamento horizontal para o material, no estado de umidade natural. Na Figura 7 as mesmas curvas são apresentadas para a condição saturada.

Como esperado, observa-se que na condição de saturação, houve uma expressiva diminuição da tensão cisalhante de pico em relação aos corpos de prova na umidade natural. Quanto à variação de volume, todos os corpos de prova apresentaram contração até o ponto de ruptura; os corpos de

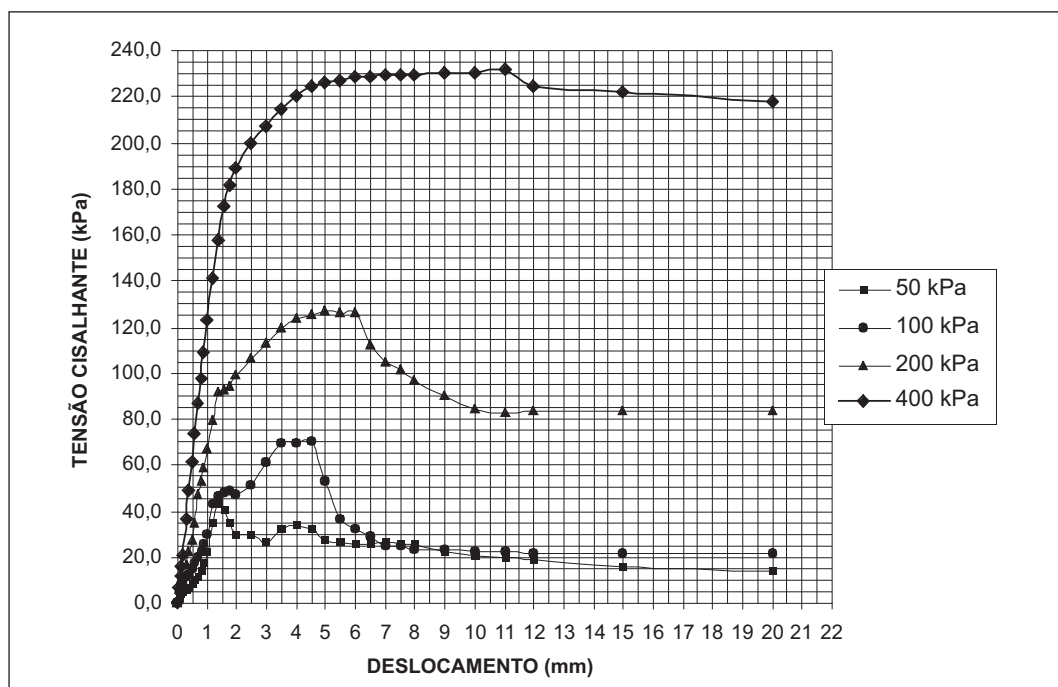


Fig. 6 – Curvas típicas tensão cisalhante versus deslocamento, umidade natural.

prova obtidos dos blocos 1 e 2, depois da ruptura começaram a expandir quando submetidos às tensões menores (50 kPa e 100 kPa), enquanto o corpo de prova referente ao bloco 3 (saturado) sob tensão de 50 kPa apenas sofreu contração.

Após a ruptura, para as tensões normais maiores (200 kPa e 400 kPa), houve contração de volume na maioria dos corpos saturados ou na umidade natural, exceto para o bloco 1, que em meio natural também se expandiu.

Na Figura 8 e na Figura 9 são apresentadas as envoltórias típicas de ruptura para o material para as condições de umidade natural e saturada, respectivamente. A partir destas figuras percebe-se uma significativa redução no ângulo de atrito em meio inundado, ou seja, com o aumento da saturação dos corpos de prova, o atrito entre as partículas diminuiu, o que não ocorreu com a mesma intensidade para a coesão. É provável que, em função dos baixos valores de coesão, esta diferença não seja perceptível.

Pinheiro (2002) encontrou valores de coesão e ângulo de atrito para a xistosidade, através da aplicação de retroanálise, em escorregamento planar segundo essa descontinuidade no Morro do Curral; valores esses bem próximos aos resultados dos ensaios realizados neste trabalho nessa superfície paralelos à superfície de xistosidade.

4.4 – Retroanálises

4.4.1 – Propriedades do material

Para efeito das retroanálises foram consideradas três situações – pior, melhor e intermédia assim caracterizadas:

- Pior situação: para esta situação foram escolhidos os menores parâmetros de resistência (c' e ϕ'), obtidos dos ensaios de cisalhamento direto. A coesão e o ângulo de atrito do solo natural são 0 kPa e 26° e para o solo saturado 0 kPa e 20° ;

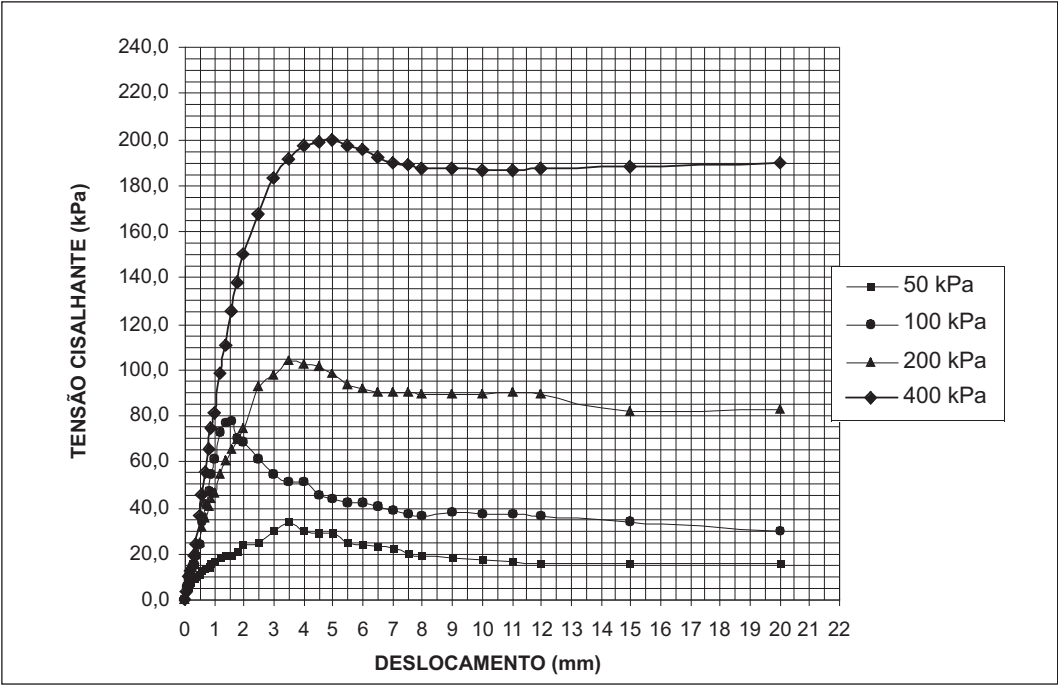


Fig. 7 – Curvas típicas tensão cisalhante versus deslocamento, condição de saturação.

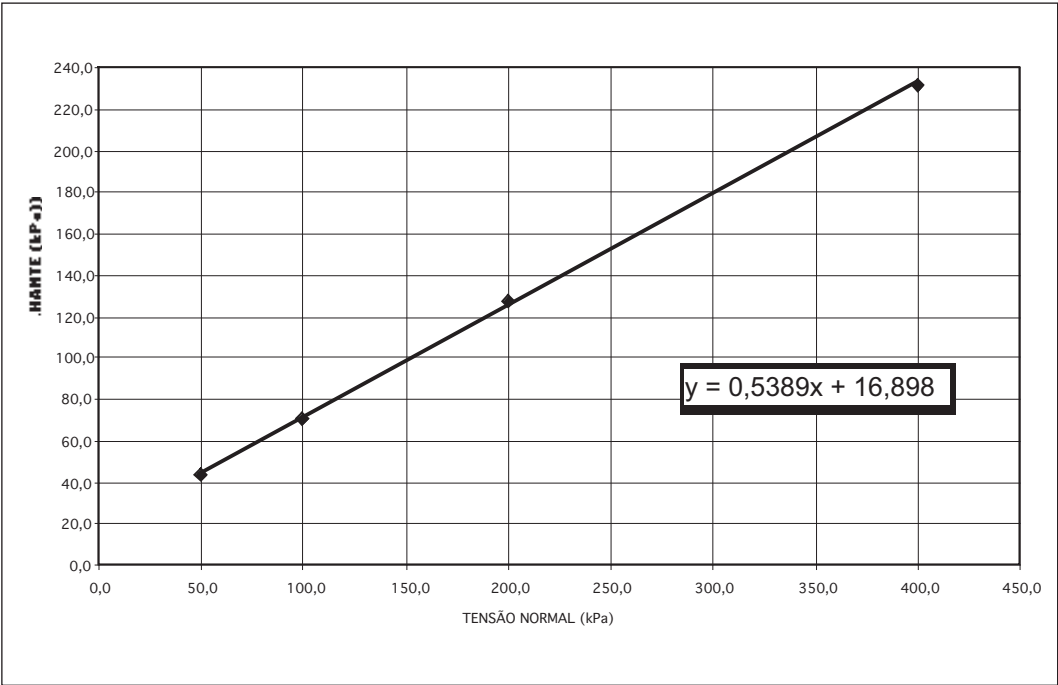


Fig. 8 – Envoltória típica de resistência, umidade natural.

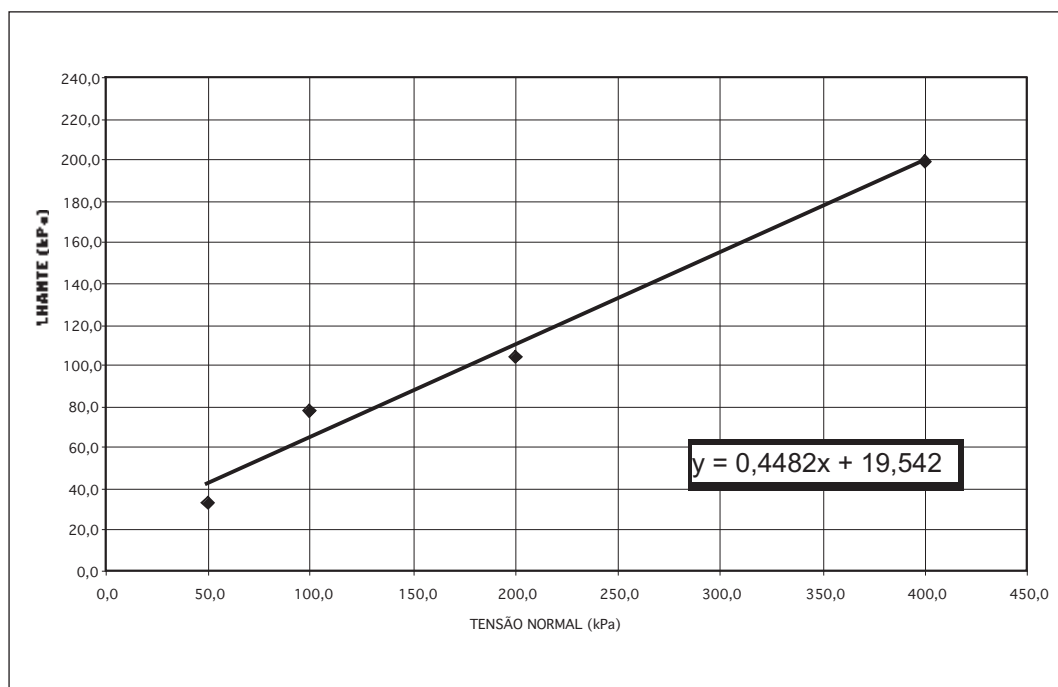


Fig. 9 – Envoltória típica de resistência, condição de saturação.

- b) Melhor situação: para esta situação foram escolhidos os maiores parâmetros de resistência (c' e ϕ'), obtidos dos ensaios de cisalhamento direto. Assim, a coesão e o ângulo de atrito do solo natural são 17 kPa e 36° e para o solo saturado 17 kPa e 24° ;
- c) Situação intermédia: para esta situação utilizou-se a média das situações anteriores. Assim a coesão e o ângulo de atrito do solo natural são 8,5 kPa e 31° e para o solo saturado 8,5 kPa e 22° .

O maciço foi dividido em dois materiais, natural e saturado, sendo que o natural está acima do lençol freático e o saturado abaixo. O peso específico do material natural é igual a $20,17 \text{ kN/m}^3$ e do saturado é $23,25 \text{ kN/m}^3$, conforme resultados obtidos no laboratório.

4.4.2 – Determinação da posição do nível d'água

Como não existiam medidas de piezômetros no local, as retroanálises foram feitas para diversas posições possíveis do nível d'água. Para a determinação dessas posições nas seções analisadas foram utilizadas as funções de condutividade hidráulica e teor de umidade volumétrica (Figura 10 e Figura 11) disponíveis no SEEP/W e escolhidas em função da classificação do maciço como silte arenoso.

As funções apresentadas na Figura 10 e Figura 11 permitem levar em conta o efeito da sucção presente em materiais não saturados.

Em termos de condições de contorno todas as fronteiras foram consideradas impermeáveis, com exceção da fronteira lateral direita onde foram utilizados elementos infinitos e da fronteira lateral esquerda em que a condição de contorno se baseou numa função da carga total versus tempo.

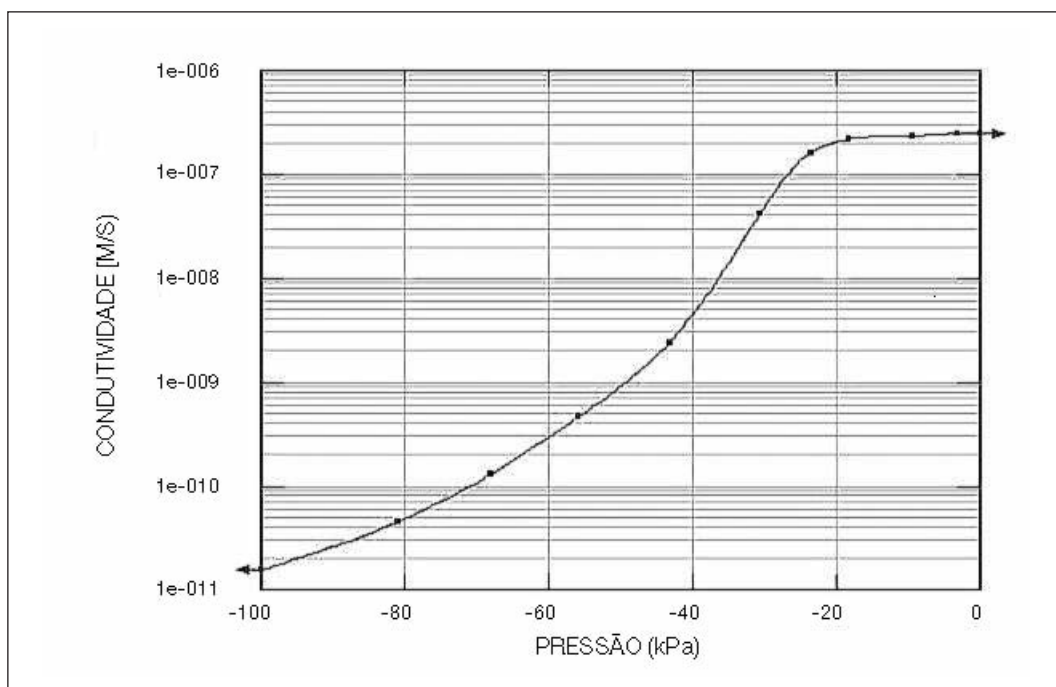


Fig. 10 – Função condutividade hidráulica versus pressão para silte, disponível no SEEP/W.

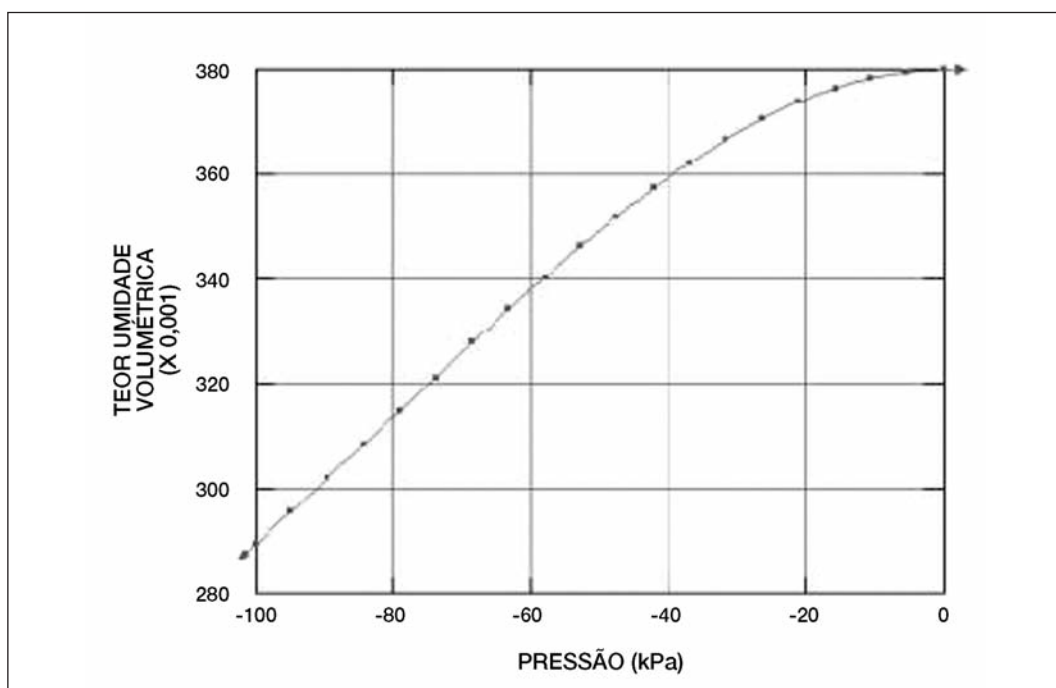


Fig. 11 – Função teor de umidade volumétrica versus pressão para silte, disponível no SEEP/W.

A Figura 12 mostra a malha de elementos finitos utilizada no SEEP/W e as fronteiras do problema.

A Figura 13 mostra a função carga versus tempo utilizada para estabelecer a condição de contorno para a fronteira lateral esquerda.

A função carga total versus tempo permite a consideração da variação da posição do nível d'água, fenômeno típico na encosta, associado à variação dos índices pluviométricos locais.

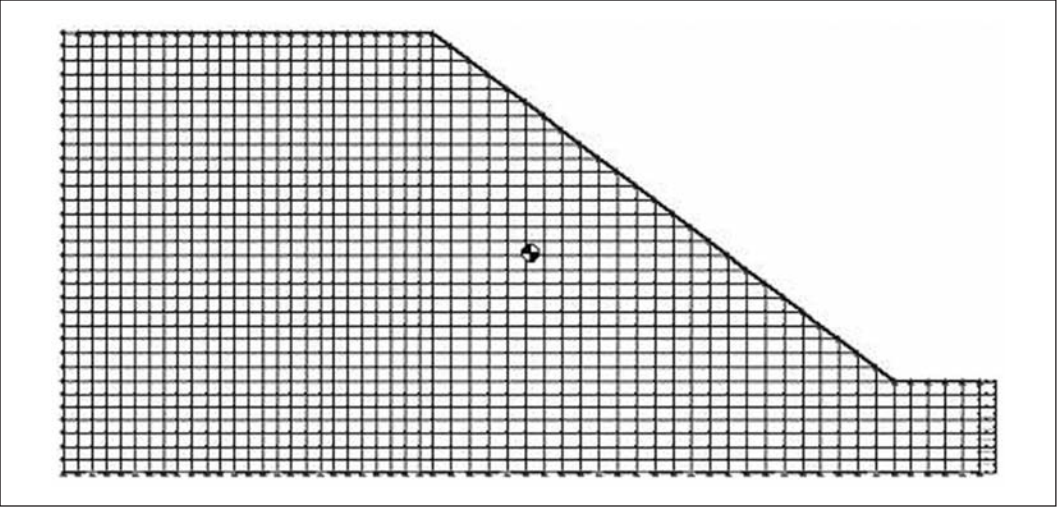


Fig. 12 – Talude com malha de elementos finitos e fronteiras externas.

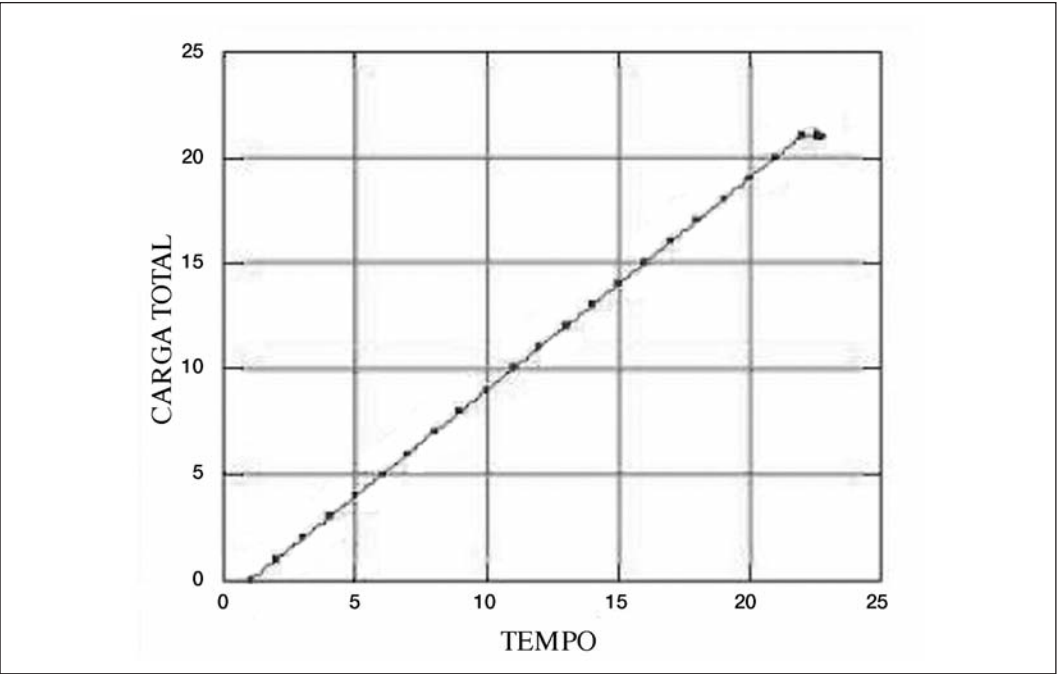


Fig. 13 – Função da carga total vs. tempo para a condição de contorno da fronteira lateral esquerda.

4.4.3 – Análises de estabilidade

As retroanálises foram feitas com o programa SLOPE/W e com as diversas posições do nível d'água determinadas no programa SEEP/W. As seções analisadas são mostradas na Figura 14, B'B, C'C e D'D.

Na Figura 14 também são mostrados os pontos de amostragem para os ensaios de cisalhamento, caracterização mineralógica e geotécnica do material.

A geometria da superfície de ruptura em cada seção foi cuidadosamente determinada através de levantamento topográfico utilizando estação total (Figura 15).

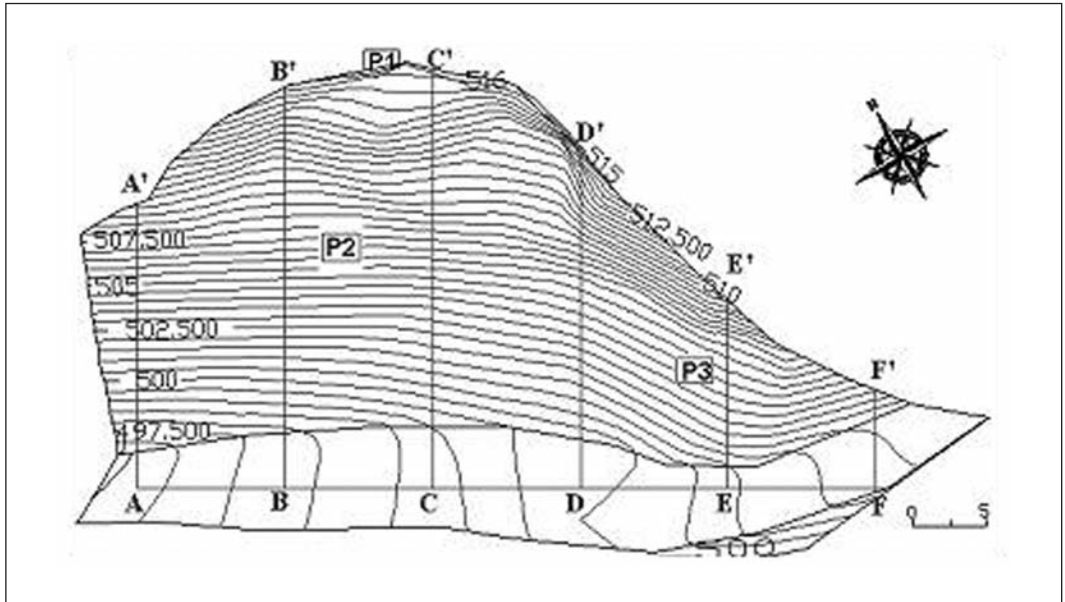


Fig. 14 – Planta topográfica do talude com as seções analisadas. P1, P2 e P3 – pontos de amostragem.

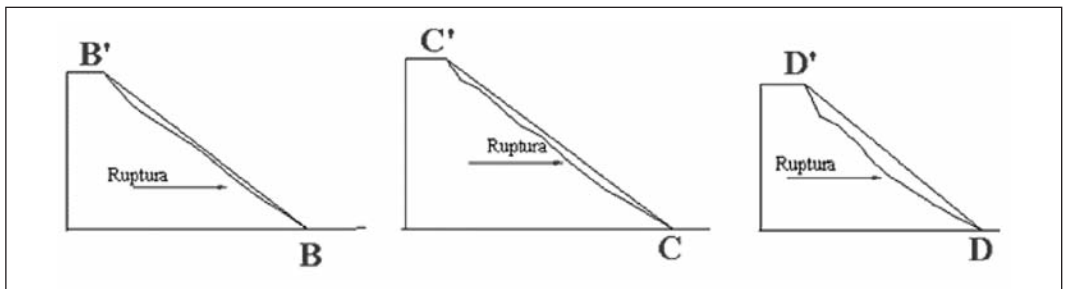


Fig. 15 – Seções analisadas mostrando a superfície de ruptura.

Para as seções B'B, C'C e D'D foram analisadas três situações possíveis para os parâmetros de resistência do material (pior situação, melhor situação e situação intermédia) e para cada uma dessas situações foram feitos cálculos de estabilidade para diversas posições do lençol freático, uti -

lizando os métodos de Fellenius, Bishop, Janbu e GLE. O objetivo desse conjunto de análises foi estabelecer aquelas situações que correspondessem ao equilíbrio limite, de modo a determinar as condições presentes no momento do escorregamento.

As diversas posições consideradas para o nível d'água em cada seção, obtidas pelo programa SEEP/W são mostradas nas Figuras 16, 17 e 18. Foram testadas diversas situações consideradas representativas do nível d'água para que fosse possível obter, através das retroanálises, a mais próxima possível das condições de carregamento à época do escorregamento.

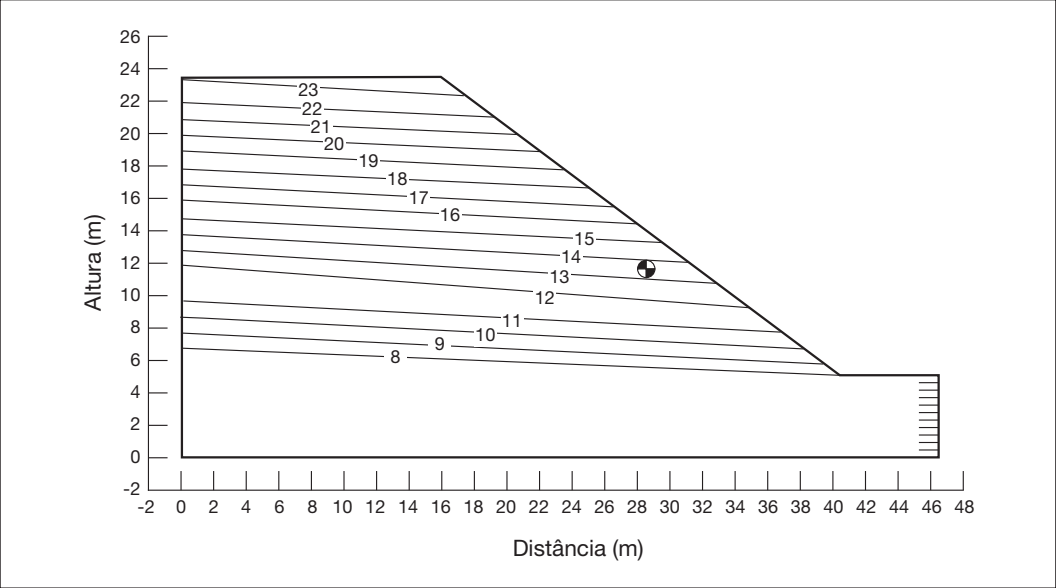


Fig. 16 – Posições do nível d'água na seção B'B obtidas no SEEP/W.

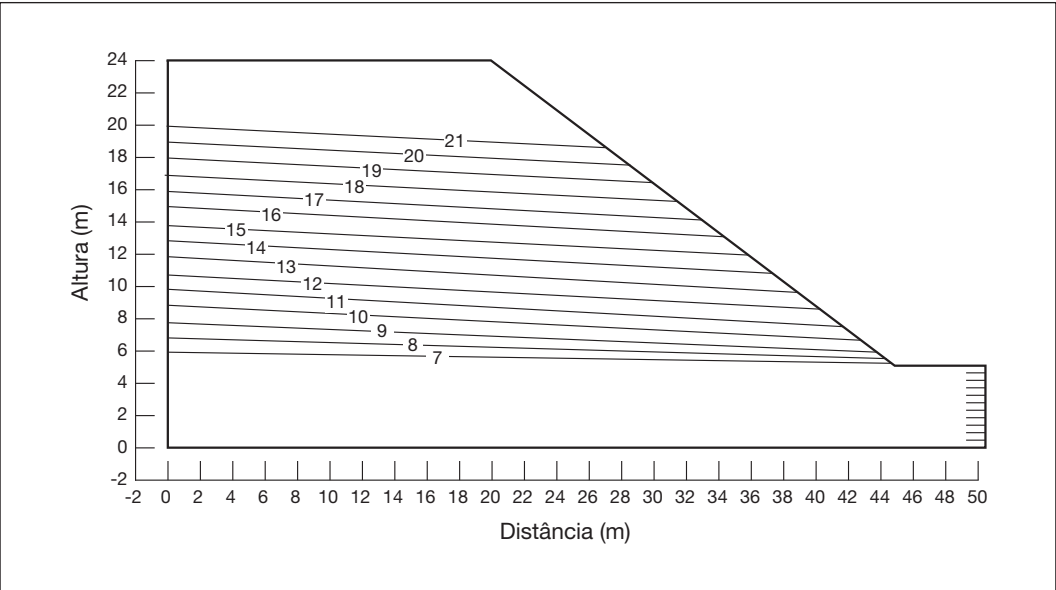


Fig. 17 – Posições do nível d'água na seção C'C obtidas no SEEP/W.

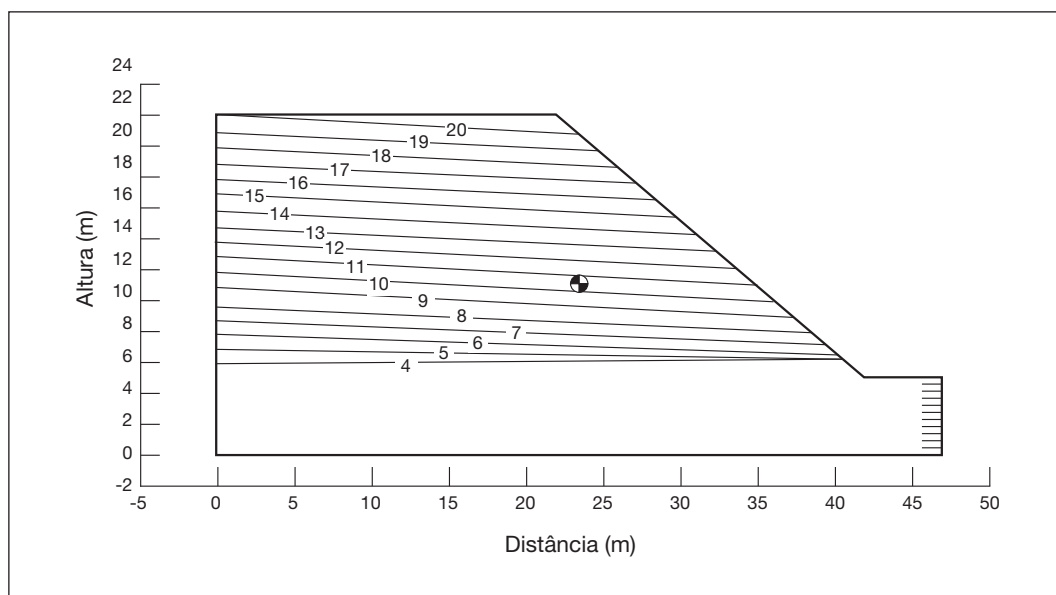


Fig. 18 – Posições do nível d'água na seção D'D obtidas no SEEP/W.

4.4.3.1 – Análises de estabilidade na pior situação

A pior situação é representada por um valor de coesão nula para o material no estado natural e no estado saturado e ângulo de atrito de 26° para o material em seu estado natural e 20° para o material saturado. Estes parâmetros foram os valores mais baixos de resistência obtidos nos ensaios de cisalhamento.

As análises de estabilidade para essa situação mostraram que os parâmetros de resistência adotados não são coerentes porque os fatores de segurança encontrados ficaram sempre abaixo da situação de equilíbrio limite, mesmo considerando-se o talude seco.

Essa situação foi então rejeitada por não representar as condições de campo, já que o escorregamento considerado ocorreu em período chuvoso.

4.4.3.2 – Análises de estabilidade na situação intermédia

Nas Figuras 19, 20 e 21 são apresentadas as situações de equilíbrio limite encontradas nas retroanálises com os parâmetros de resistência característicos da situação intermediária para as seções B'B, C'C e D'D. Estas situações foram encontradas variando-se a posição do nível d'água, de acordo com os resultados fornecidos pelo SEEP/W, até que se obtivesse a situação correspondente ao equilíbrio limite.

4.4.3.3 – Análises de estabilidade na melhor situação

Nas Figuras 22, 23 e 24 são apresentadas as situações de equilíbrio limite encontradas nas retroanálises com os parâmetros de resistência característicos da melhor situação para as seções B'B, C'C e D'D.

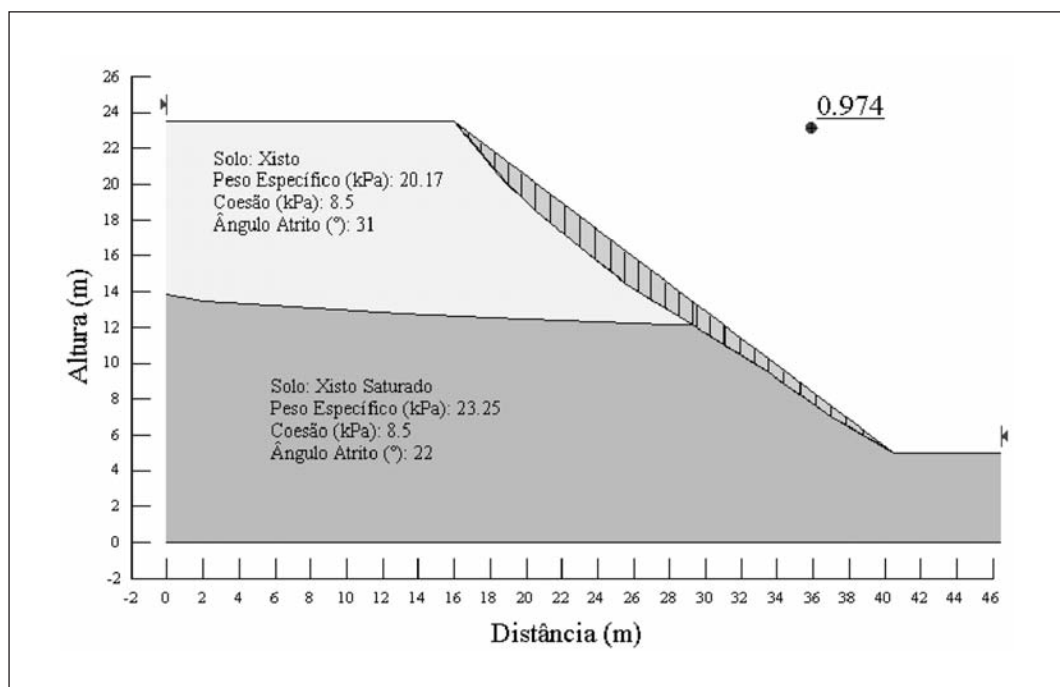


Fig. 19 – Equilíbrio limite para a situação intermédia, seção B'B.

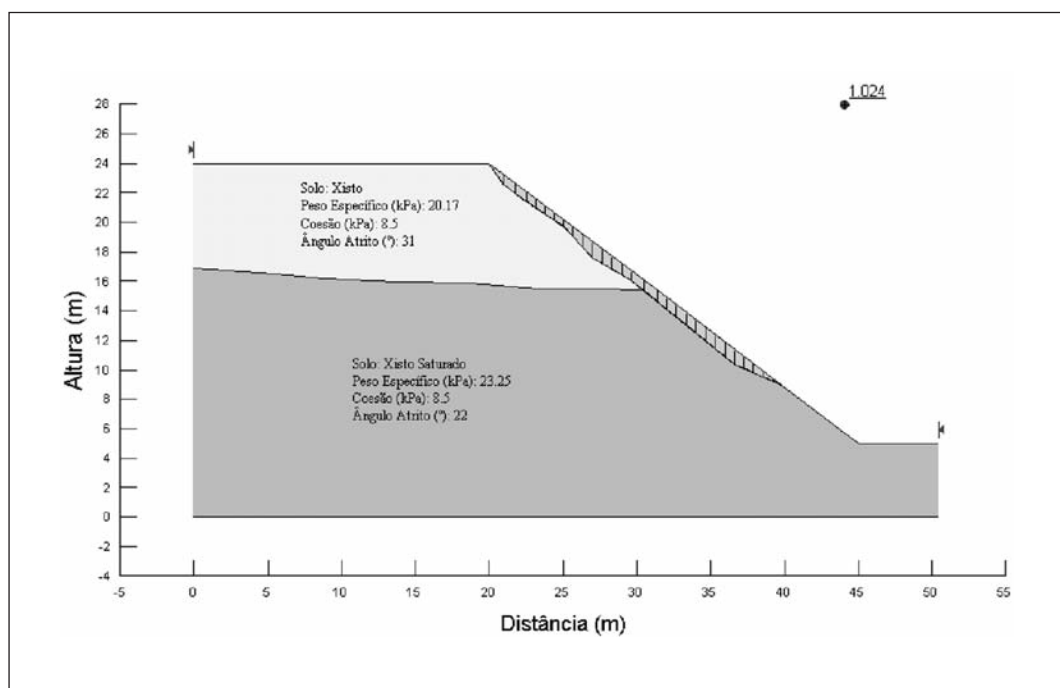


Fig. 20 – Equilíbrio limite para a situação intermédia, seção C'C.

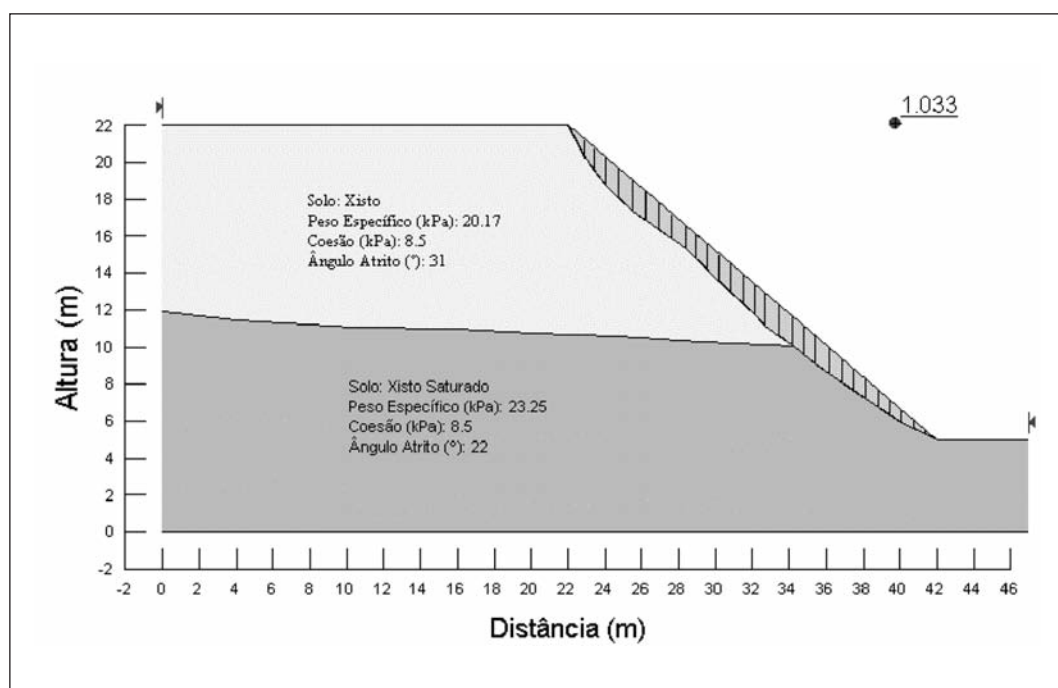


Fig. 21 – Equilíbrio limite para a situação intermédia, seção D'D.

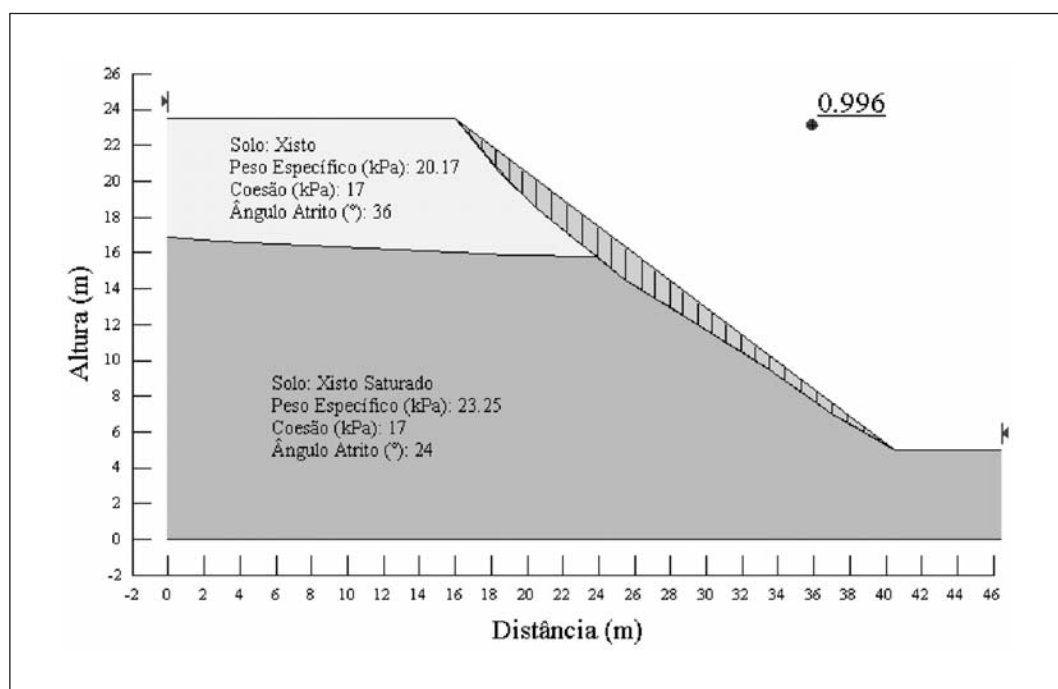


Fig. 22 – Equilíbrio limite para a melhor situação, seção B'B.

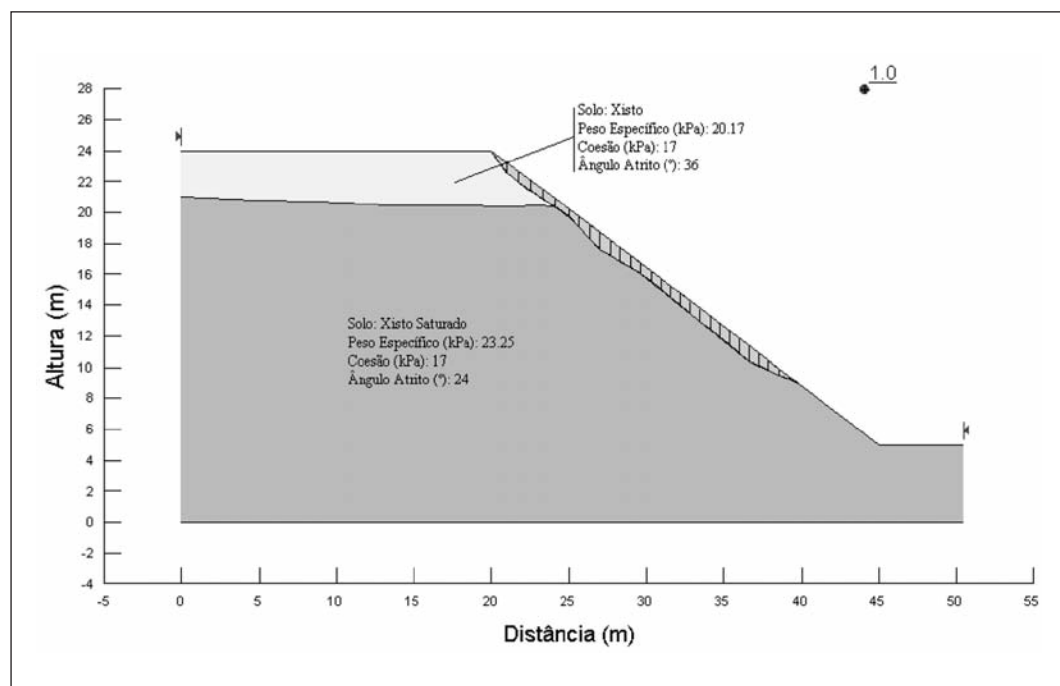


Fig. 23 – Equilíbrio limite para a melhor situação, seção C'C.

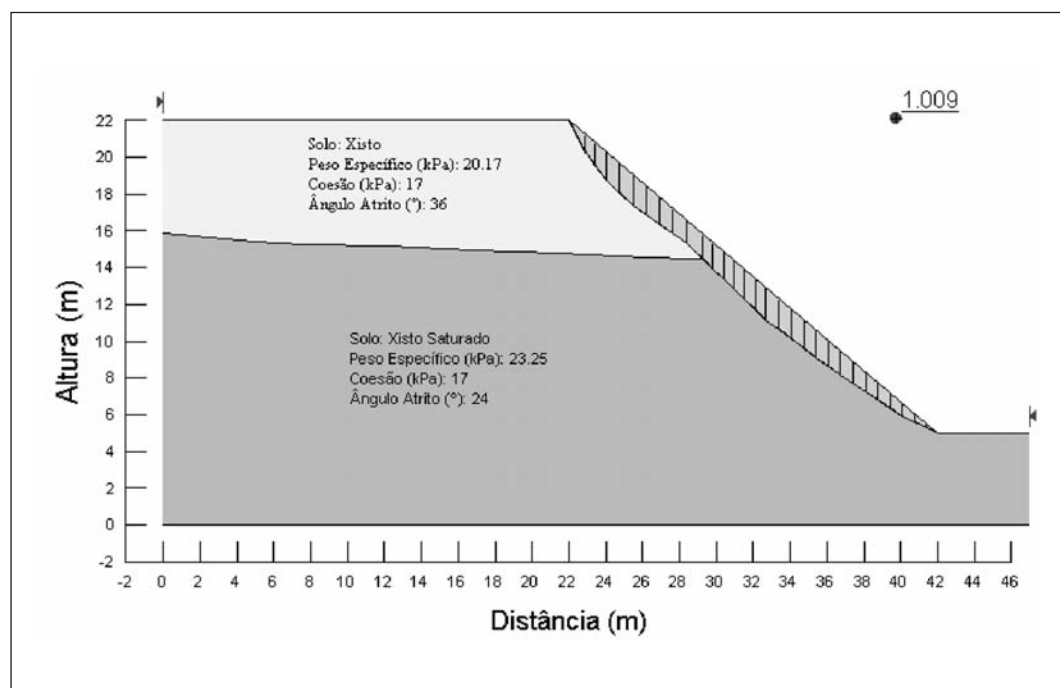


Fig. 24 – Equilíbrio limite para a melhor situação, seção D'D.

4.4.4 – Considerações sobre as retroanálises

As diferenças observadas na altura do nível d'água para as situações de equilíbrio limite encontradas ocorrem devido às diferenças entre as superfícies de ruptura em cada seção analisada, já que as análises apresentadas foram feitas para cada seção, de forma independente. O problema analisado é na realidade tridimensional, o que explica estas diferenças. Mesmo assim a análise bidimensional realizada estabelece a posição aproximada do nível d'água, informação muito relevante para análises futuras que venham a ser realizadas na encosta.

O equilíbrio limite é atingido quando o nível d'água, acima do pé do talude nas seções B'B, C'C e D'D, for aproximadamente igual a 10, 13 e 11m na melhor situação e 8, 11 e 6m na pior situação.

Na Figura 25 é mostrada a sensibilidade do fator de segurança à posição do nível d'água na seção D'D na melhor situação e na situação intermédia. O valor de H, no eixo das abscissas corresponde à altura do nível d'água acima do pé do talude. A curva superior corresponde à melhor situação e a inferior à situação intermédia.

Na seção D'D o equilíbrio limite é atingido na posição mais baixa do nível d'água; isso acontece porque nessa seção a superfície de ruptura é maior e mais íngreme.

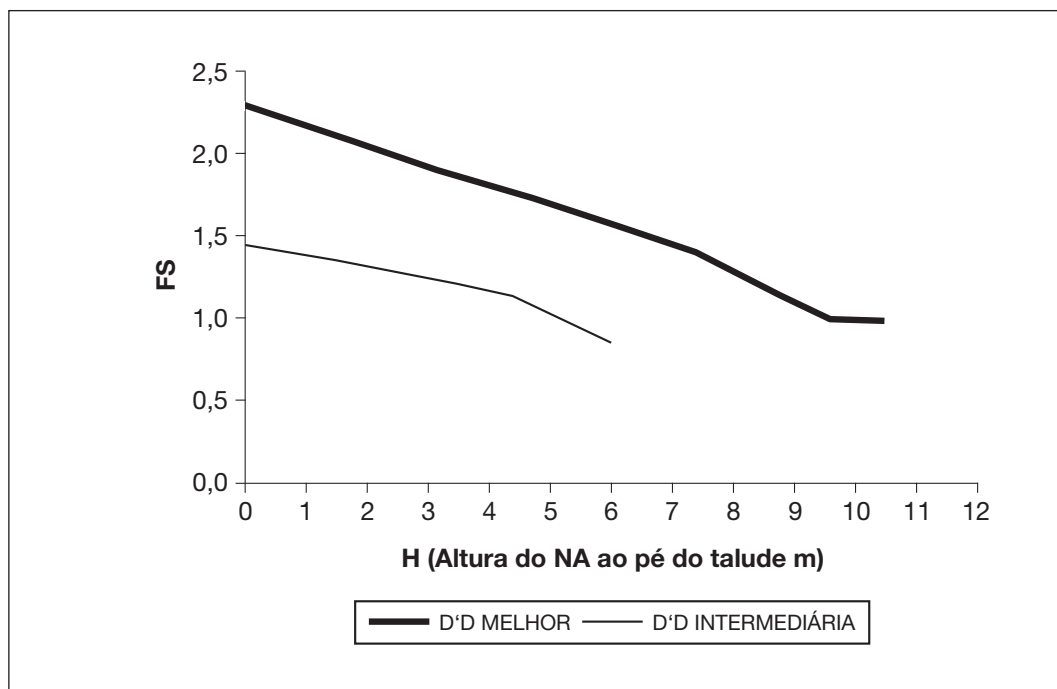


Fig. 25 – Sensibilidade do fator de segurança à posição do nível d'água.

5 – CONSIDERAÇÕES FINAIS

Neste trabalho a caracterização geotécnica detalhada do material rochoso da encosta estudada, os levantamentos em campo e a determinação por retroanálises da posição aproximada do lençol freático na época da ruptura permitiram definir as condições que propiciam o escorregamento de material no local. Com essas condições bem definidas o controle dos movimentos e o projeto de

estabilização da encosta podem ser executados de forma mais criteriosa já que se tem idéia do tipo de intervenção necessária.

Vale ressaltar que em todas as análises realizadas para o talude seco se encontrou um valor de fator de segurança satisfatório em termos das condições de estabilidade da encosta; isso evidencia a importância da drenagem no controle dos movimentos.

O estabelecimento da resistência do material rochoso também é uma contribuição relevante do trabalho, já que esses dados são escassos na região estudada; justamente porque a execução de ensaios é dificultada pela grande perda de corpos de prova nas fases de amostragem e preparação das amostras para os ensaios de cisalhamento.

6 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Bonuccelli, T. J. (1999). *Movimentos Gravitacionais de Massa e Processos Erosivos com Aplicação na Área Urbana de Ouro Preto, MG –Escala 1:10.000*. Tese de Doutorado. USP. 3v.
- Bressani, L. A.; Horn, M. R.; Bica, A. V. D.; Gehling, W.Y.Y. (1997). *Estudo da Resistência ao Cisalhamento de um Solo Residual de Granito da Região de Porto Alegre, RS*. Anais do III Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados, v.1, pp. 199-206, Rio de Janeiro.
- Fernandes, G. (2000). *Caracterização Geológico-Geotécnica e Proposta de Estabilização da Encosta do Morro do Curral. Centro de Artes e Convenções de Ouro Preto*. Dissertação de Mestrado. UFOP. 136p.
- Ferreira, S. B. (2004). *Estudo de ruptura em talude urbano no Morro do Curral*. Dissertação de Mestrado da Universidade Federal de Ouro Preto. Ouro Preto, 87p.
- Pinheiro, A. L. (2002). *Análise de Rupturas em Taludes no Morro do Curral*. Dissertação de Mestrado da Universidade de Ouro Preto, MG. UFOP. Ouro Preto. 116p.
- Pinheiro, A. L.; Sobreira, F. G.; Lana, M. S. (2003). *Influência da expansão urbana nos movimentos em encostas na cidade de Ouro Preto, MG*. REM – Revista da Escola de Minas, v.56, n.3, pp. 169-174.
- Sobreira, F. G. (1990). *Levantamento de Áreas de Riscos no Espaço Urbano de Ouro Preto*. UFOP. Ouro Preto. 87p.

O ATERRO SANITÁRIO COMO BIO-REACTOR: DESAFIOS GEOTÉCNICOS

Bioreactor landfills: geotechnical challenges

Maria da Graça Alfaro Lopes*

Maria do Carmo Conde**

RESUMO – Em Portugal, no âmbito da gestão dos resíduos sólidos urbanos e face à situação existente no ano de 1996, os aterros sanitários foram então encarados como a solução privilegiada para a resolução do passivo ambiental. Face à preocupação de contaminação dos solos e das águas subterrâneas, estes aterros foram projectados com um sistema de confinamento de fundo para isolar os resíduos do exterior, um sistema de cobertura para minimizar a entrada da água das chuvas e consequentemente a produção dos lixiviados, um sistema de drenagem, captação e tratamento de lixiviados e um sistema de drenagem, captação e tratamento de biogás.

Um outro tipo de abordagem, que ultimamente tem vindo a ganhar adeptos, recorre à técnica da recirculação dos lixiviados ou da injeção de outros líquidos, ou até de ar, na massa de resíduos depositados, em condições controladas, utilizando o aterro como um reactor biológico. Esta tecnologia implica uma mudança de perspectiva sobre o objectivo do aterro, que deixa de ser um mero depósito de resíduos para passar a ser também um local de tratamento de resíduos.

Este artigo tem por objectivo, por um lado, mostrar as diferentes técnicas operacionais empregues num aterro bio-reactor e as respectivas vantagens e desvantagens relativamente ao aterro dito “convencional”. Pretende, também, chamar a atenção para os problemas geotécnicos que podem surgir com o emprego desta nova tecnologia e indicar algumas recomendações para os obviar.

SYNOPSIS – In Portugal the predominant municipal solid waste disposal option in use today is the sanitary landfill. Normally in these landfills the waste is isolated from the ground water by a liner system, and rain water is prevented from entering the waste by a landfill cap, the liquid wastes were banned from landfills and leachate management systems were required to collect and remove liquids from the waste.

This method minimizes the potential environmental impact of the leachate by reducing the generation of leachate and containing the leachate within the landfill.

Another approach, the bioreactor landfill, has received increasing attention over the last several years. A bioreactor landfill changes the goal of landfilling from the storage of waste to the treatment of waste by the controlled addition of non-hazardous liquid wastes or water which accelerates the decomposition of waste and landfill gas generation.

This paper presents an overview of the main types of bioreactor landfill designs and the advantages and disadvantages of this innovative technology over conventional landfills. The issues and/or geotechnical concerns and the recommendations for its application are also presented.

PALAVRAS CHAVE – Aterros de resíduos sólidos urbanos, aterros bio-reactores, digestão aeróbica e anaeróbica, recirculação de lixiviado.

1 – INTRODUÇÃO

A consciencialização da necessidade de preservar a saúde pública e a qualidade do meio ambiente e de proteger os solos e os recursos hídricos, tem implicado nas últimas décadas uma grande evolução na gestão dos resíduos.

* Professora Coordenadora do ISEL. E-mail: glopes@dec.isel.ipl.pt

** Equiparada a Assistente do 2º Triénio do ISEL. E-mail: mcarmo@dec.isel.ipl.pt

A partir de 1996, a gestão de resíduos em Portugal e nomeadamente a gestão dos resíduos sólidos urbanos (RSU) teve um grande impulso e desenvolvimento, sobretudo a partir da aprovação, em Novembro de 1997, do Plano Estratégico de Gestão de Resíduos Sólidos Urbanos (PERSU). Os resultados das acções desenvolvidas são bem visíveis na Figura 1 onde se compara a situação existente em Portugal em 1995 e 2004.

No âmbito da gestão dos RSU e face à situação existente no ano de 1995, os aterros sanitários foram então encarados como a solução privilegiada para a resolução do passivo ambiental. Estes aterros ditos “convencionais” foram projectados com um sistema de confinamento de fundo para isolar os resíduos do exterior e um sistema de cobertura para minimizar a entrada da água das chuvas e consequentemente a produção dos lixiviados, um sistema de drenagem, captação e tratamento de biogás. Face à preocupação da contaminação das águas subterrâneas, nos aterros convencionais procurou-se minimizar a produção de lixiviados através da minimização da entrada de água, o que tem como contrapartida uma inibição da biodegradação dos resíduos, que continuam intactos durante largos períodos de tempo (de 30 a 50 anos, ou mais) (Richard *et al.*, 2000). Esta medida pode implicar não só a restrição da utilização desse local durante anos, mas também a necessidade de uma contínua manutenção até à sua estabilização. E, se estabilização for atingida num tempo superior ao tempo de vida útil dos materiais sintéticos de confinamento, como é o caso das geomembranas, o seu mau funcionamento pode ter consequências graves na contaminação dos solos e das águas superficiais e subterrâneas.

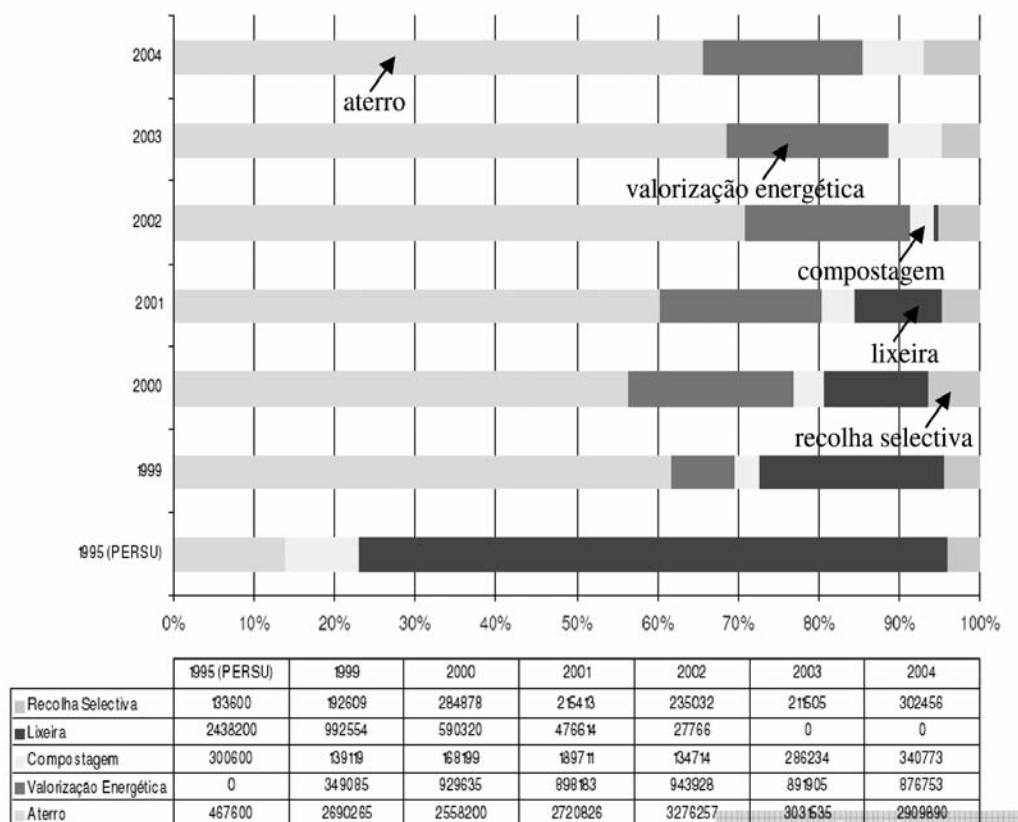


Fig. 1 – Evolução do destino final dos RSU em Portugal (1995-2004), Fonte: INR.

Com o objectivo de obviar este tipo de problemas nos aterros convencionais, outras abordagens têm surgido. Uma que tem vindo a ganhar adeptos, tem por objectivo acelerar a degradação biológica dos resíduos e estabilizar o processo num período bem mais curto (entre 5 e 10 anos). Esta abordagem implica uma mudança de perspectiva sobre a finalidade do aterro convencional, que deixa de ser um mero depósito de resíduos para passar a ser também um local de tratamento de resíduos, funcionando o aterro nestas condições como um reactor biológico (bio-reactor).

Em face das apreensões que subsistem sobre as possibilidades de um aterro de resíduos funcionar como um bio-reactor, neste artigo começa-se por apresentar e comparar os diferentes modos operacionais que têm sido empregues. Baseando-se esta tecnologia na aptidão de distribuir a humidade na massa de resíduos, julgou-se igualmente importante apresentar e comparar os diferentes métodos de recirculação dos lixiviados. Por fim, discute-se as vantagens e inconvenientes desta tecnologia, chama-se a atenção para os problemas geotécnicos que podem surgir e apresentam-se algumas recomendações para os obviar.

2 – DECOMPOSIÇÃO DOS RESÍDUOS NO ATERRO SANITÁRIO

Para se perceber os princípios subjacentes à operação de um aterro quando funciona como um bio-reactor é importante entender como se processa a decomposição dos resíduos num aterro sanitário. Esta decomposição passa por várias fases (Figura 2). Cada fase, caracterizada pela qualidade e quantidade de lixiviado e pelo gás produzido, marca uma mudança no processo microbiológico que se processa no aterro. Estas fases são comuns ao aterro sanitário convencional e ao aterro que funciona como bio-reactor, a diferença entre ambos está somente no tempo entre fases e no tempo para completar a degradação dos resíduos.

Na **fase I, Aeróbia**, a humidade começa a acumular-se e o oxigénio existente nos resíduos ainda recentes começa a ser consumido por bactérias aeróbias, verificando-se a decomposição biológica dos resíduos sob condições aeróbias. Esta fase é normalmente curta pois o seu factor determinante é o oxigénio que rapidamente se reduz.

Na **fase II, Transição**, com a redução drástica do oxigénio, começam a desenvolver-se condições anaeróbias, detectáveis pelo aumento da carência química de oxigénio (CQO) e de ácidos gordos voláteis (AGV). A matéria orgânica sólida (hidratos de carbono, proteínas e gorduras) é hidrolisada e transformada em ácidos gordos, álcoois e dióxido de carbono (CO_2).

Nesta fase entram em acção as bactérias fermentativas. A maior parte dos lixiviados produzidos nesta fase resultam da água libertada pelos resíduos durante a sua consolidação ou da ocorrência de precipitação.

A **fase III, Acidogénese**, inicia-se à medida que o oxigénio vai desaparecendo dos resíduos depositados. Os ácidos gordos e álcoois são transformados em ácido acético, hidrogénio (H_2) e dióxido de carbono (CO_2), devido às bactérias acidogénicas. Estas bactérias, predominantes nesta fase, conduzem a uma acumulação de ácido carboxílico e, conseqüentemente, ao abaixamento do pH. Os valores de carência bioquímica de oxigénio (CBO) e de carência química de oxigénio (CQO) atingem, nesta fase, os valores mais elevados, devido à dissolução dos ácidos orgânicos nos lixiviados. A razão CBO/CQO (biodegradabilidade) é máxima, atingindo valores superiores a 0,4. À medida que o pH baixa, os lixiviados tornam-se quimicamente agressivos (ácidos) e aumenta a solubilidade de numerosos compostos (ex.: metais e compostos inorgânicos).

Na **fase IV, Metanogénese**, os microrganismos metanogénicos tornam-se predominantes convertendo o ácido acético e o gás hidrogénio em metano (CH_4) e dióxido de carbono (CO_2). A formação de ácidos continua mas a um ritmo consideravelmente menor. Nesta fase, os valores de CBO e CQO começam a baixar (devido à presença de ácidos húmicos e fúlvicos) e o pH a aumentar à medida que os ácidos são consumidos, dando origem ao biogás. A produção de biogás atinge um

valor máximo, decrescendo depois à medida que os ácidos são consumidos. O aumento do pH (que gradualmente estabiliza em valores neutros ou ligeiramente alcalinos) provoca uma redução dos constituintes inorgânicos em solução, nomeadamente dos metais pesados.

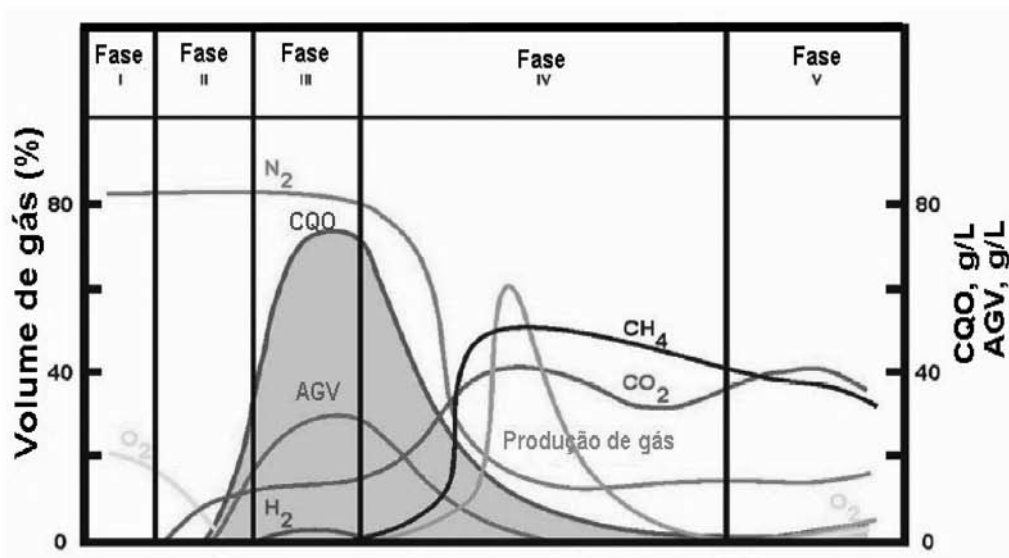
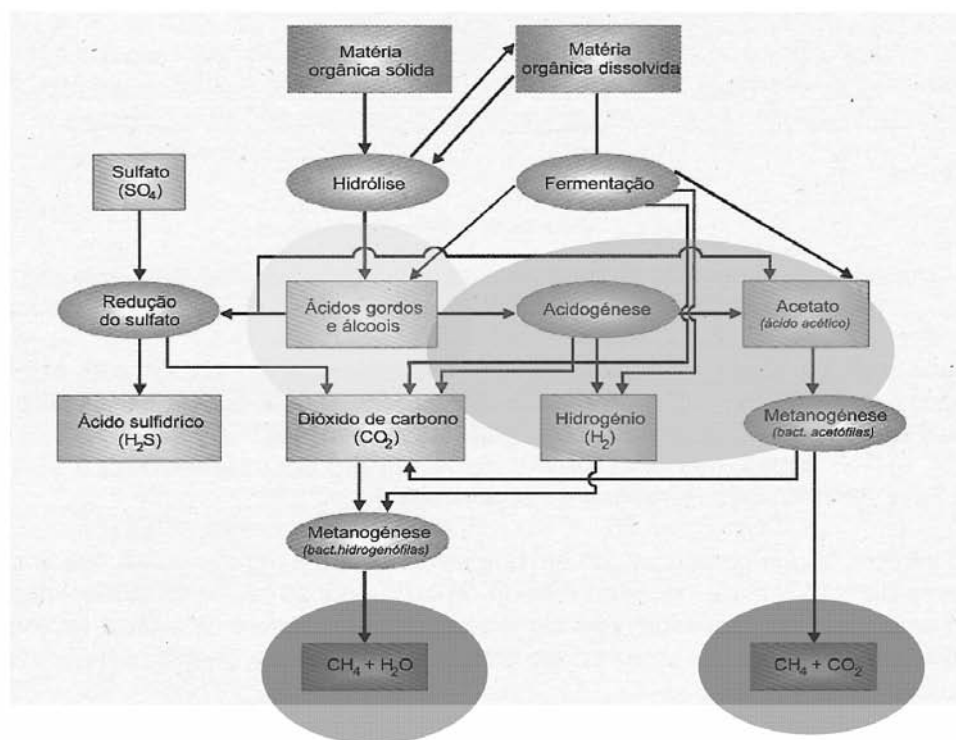


Fig. 2 – Fases de decomposição dos resíduos e produção de gás (Interstate Technology & Regulatory Council Alternative Landfill Technologies Team, 2006 e INR, 2002).

A **fase V, Estabilização**, ocorre após a conversão em CH₄ e CO₂ dos materiais orgânicos facilmente biodegradáveis. Esta fase é caracterizada por uma queda abrupta da produção de biogás, por concentrações estáveis dos constituintes do lixiviado e pela degradação, ainda que lenta, de materiais biodegradáveis mais recalcitrantes.

3 – MODOS DE OPERAÇÃO DE UM BIO-REACTOR

O termo “bio-reactor” é utilizado para um aterro de resíduos concebido para otimizar o processo microbiológico da decomposição orgânica dos resíduos e, relativamente a um aterro convencional, diminui substancialmente o período de tempo necessário à sua estabilização. Para um aterro de resíduos funcionar como bio-reactor tem de possuir um sistema de confinamento para isolar os resíduos do exterior; para cumprir o objectivo de aumentar a velocidade de decomposição dos resíduos, deve conseguir promover a degradação de microrganismos, quer por adição de alguns elementos (nutrientes, oxigénio e/ou líquidos), quer controlando outros elementos (ex.: a temperatura e o pH).

Dependendo do tipo de construção e utilização prevista para o aterro sanitário após o encerramento, diferentes modos de operação serão empregues, podendo ser incluídos num dos três grupos a que correspondem as configurações indicadas na Figura 3a, 3b e 3c.

No modo de operação indicado na Figura 3a (bio-reactor aeróbio), o lixiviado que chega à base do aterro é recolhido num depósito para líquidos e posteriormente recirculado (muitas vezes com adição de água), de uma forma controlada, para o aterro. Simultaneamente é injectado ar (ou oxigénio) na massa de resíduos já que o objectivo é promover a actividade aeróbia para acelerar a decomposição e estabilização dos resíduos. A degradação dos resíduos em meio aeróbio é muito mais rápida que em meio anaeróbio, mas necessita de grandes quantidades de líquido e desenvolve-se a uma temperatura muito elevada. O dióxido de carbono e a água são os produtos finais resultantes deste processo.

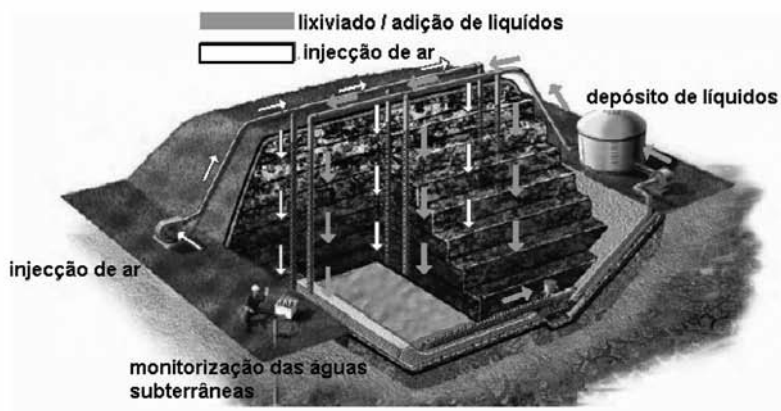
No modo de operação indicado na Figura 3b (bio-reactor anaeróbio), o lixiviado que chega à base do aterro é recolhido num depósito para líquidos e posteriormente recirculado (muitas vezes com adição de água, já que para o processo de degradação são necessárias quantidades significativas de líquido), com o objectivo de se obter o teor em humidade óptimo. O lixiviado pode ser tratado antes da recirculação para remover inibidores, como por exemplo altas concentrações de amónia. Não se injecta ar porque o objectivo é promover um ambiente anaeróbio, ou seja, pretende-se que a biodegradação ocorra na ausência de oxigénio com consequente produção de dióxido de carbono e metano, que sendo encaminhado até ao topo do aterro pode ser aproveitado para produção de energia eléctrica, minimizando-se dessa forma a emissão de gases para a atmosfera com efeito de estufa.

No modo de operação indicado na Figura 3c, a aceleração da degradação da massa de resíduos é conseguida à custa de uma sequência de tratamento aeróbio e anaeróbio, para mais rapidamente degradar a matéria orgânica nas camadas superiores do aterro e colectar o gás das camadas inferiores (bio-reactor híbrido). Este modo de operação combina a simplicidade de operação do modo anaeróbio, com a eficácia do tratamento do modo de operação aeróbio.

3.1 – Vantagens de um aterro sanitário funcionar como um bio-reactor

Pelo facto da estabilização da degradação dos resíduos ser mais rápida num aterro sanitário que funciona como um bio-reactor do que num aterro convencional existem várias vantagens, nomeadamente no que respeita aos assentamentos, lixiviado e biogás.

A degradação mais rápida dos resíduos implica, por um lado, um processamento mais rápido dos seus assentamentos, parte dos quais durante a vida activa do aterro, o que deixa espaço livre



a) bio-reactor aeróbio



c) bio-reactor híbrido

Fig. 3 – Diferentes modos de operação de um aterro a funcionar como um bio-reactor (Waste Management Bioreactor Program, 2004).

para a deposição de mais resíduos, aumentando assim a capacidade de armazenamento; por outro lado, sendo o período de estabilização mais rápido, os cuidados de gestão pós-encerramento em termos de actividades e de tempo são mais reduzidos.

No caso de se processar de modo anaeróbio, a degradação mais rápida dos resíduos também implica uma mais rápida produção de biogás, para além de aumentar a quantidade total produzida, num período de tempo mais curto, o que rentabiliza a produção de energia eléctrica, caso se pretenda aproveitar para esse fim, minimizando-se dessa forma a emissão de gases com efeito de estufa.

A recirculação do lixiviado com o objectivo de aumentar o teor de humidade nos resíduos, para acelerar a sua degradação, reduzindo a sua toxicidade, é também uma forma de diminuir a necessidade do seu tratamento.

3.2 – Inconvenientes de um aterro sanitário funcionar como um bio-reactor

Para além das vantagens atrás indicadas, existem também algumas desvantagens. Como já foi referido, no caso da degradação dos resíduos se processar em modo anaeróbio, por haver uma maior e mais rápida decomposição dos resíduos relativamente ao aterro convencional, a produção de biogás é maior, inicia-se mais cedo e processa-se num período de tempo mais curto, pelo que se torna necessário ampliar o sistema de drenagem e captação tendo em consideração esses aspectos, sob pena de haver problemas com a migração de biogás. Maiores taxas de produção de biogás implicam ainda odores mais acentuados se não forem tomadas medidas para os combater. O aproveitamento do biogás pode ajudar, mas não elimina os odores, pelo que outras medidas devem ser implementadas, incluindo, por exemplo, a cobertura com geossintéticos e a utilização de biofiltros.

Para assegurar o nível adequado de humidade nos resíduos e, assim, acelerar o processo de decomposição são produzidas maiores quantidades de lixiviado do que no aterro convencional, pelo que se torna necessário ampliar o sistema de drenagem e recolha de lixiviados, para poder escoar essa quantidade de líquido. A existência de maior quantidade de líquido nos resíduos contribui ainda para diminuir a sua resistência ao corte, aumentando consequentemente a possibilidade de escorregamentos.

A operação em modo aeróbio processa-se normalmente a temperaturas mais elevadas, existindo um acréscimo do risco de incêndio, associado à injeção de ar ou oxigénio na massa de resíduos. As elevadas temperaturas podem ainda pôr em risco o desempenho do sistema de confinamento (sobretudo da geomembrana) e dos sistema de colecta de lixiviados e biogás.

Existe uma maior complexidade de operações num aterro sanitário a funcionar como um bio-reactor relativamente a um aterro convencional, o que implica não só instalações adicionais (ex.: um sistema para injeção de líquidos e/ou ar e um sistema para recirculação de lixiviados) e mais complexas, como também um maior número de operações e maiores exigências de manutenção e controlo. As exigências de monitorização são também maiores, tanto em número de parâmetros como em frequência de medidas, particularmente no que respeita ao lixiviado. Relativamente ao aterro convencional, a curto prazo os custos são superiores, pelo menos até alguns dos benefícios associados a este tipo de instalação serem conseguidos (produção de biogás, aumento da capacidade do aterro, menores custos pós-encerramento, entre outros).

3.3 – Comparação da eficácia dos diferentes modos de operação

Relativamente aos aspectos mais relevantes referidos em 3.1 e 3.2, na Tabela 1 faz-se a comparação da eficácia dos modos de operação de um aterro convencional e de um aterro a funcionar como um bio-reactor aeróbio e anaeróbio.

Tabela 1 – Comparação dos modos de operação de um aterro convencional e de um aterro a funcionar como um bio-reactor aeróbio ou anaeróbio (Smart Storage (2007)).

Factores de Comparação	Modo de Operação		
	Anaeróbio	Aeróbio	Convencional
Período de estabilização dos resíduos	6 anos (valor estimado)	2 anos (valor estimado)	Estende-se por décadas
Aumento da capacidade do aterro	Sim	Sim	Não
Redução da emissão de gases com efeito de estufa	Não, se não for aproveitado o metano. O processo aumenta a produção de metano relativamente ao aterro convencional	Sim	Não, escapa-se para a atmosfera se não for aproveitado
Redução da necessidade de tratamento do lixiviado	Sim	Sim	Não
Geração de energia	Sim, concentrada durante a vida activa do aterro	Não, a produção de metano é muito reduzida	Sim, mas lenta e dispendiosa
Redução de odores nocivos	Não	Sim	Não
Redução dos cuidados na gestão pós-encerramento	Sim	Sim	Não, a velocidade de estabilização lenta aumenta o risco de fugas

Identificados o objectivo, vantagens, inconvenientes e modos de operação de um aterro sanitário a funcionar como bio-reactor, serão seguidamente indicados os problemas geotécnicos que podem surgir com o emprego desta nova tecnologia e indicar algumas recomendações para os obviar.

4 – PROBLEMAS GEOTÉCNICOS NOS ATERROS SANITÁRIOS A FUNCIONAR COMO BIO-REACTOR E RECOMENDAÇÕES PARA OS OBVIAR

Um aterro sanitário pode ser projectado desde o início para funcionar como um bio-reactor ou já estar em operação e ter de ser “adaptado” para poder funcionar como tal. O primeiro caso tem obviamente mais vantagens, que se traduzem quer na diminuição de custos, quer na economia de recursos, para além de uma melhor optimização dos resultados de operação. No entanto, dado o número de aterros já existentes, que podem melhorar o seu desempenho se funcionarem como um bio-reactor, também é necessário saber tratar estes casos, nomeadamente no que se refere às modificações a efectuar e aos elementos a adicionar para optimizar o uso dos recursos e a sua operacionalidade.

Num aterro convencional, o projecto inclui o dimensionamento do sistema de confinamento de fundo e de cobertura, do sistema de drenagem, captação e tratamento de lixiviados e do sistema de drenagem, captação e tratamento de biogás. Para evitar problemas geotécnicos de difícil solução, nos aterros sanitários a funcionar como bio-reactor, os sistemas referidos devem ser adaptados para se conseguir gerir, nomeadamente, um volume maior de lixiviado (incluindo a forma de injeção e circulação no aterro) e uma mais rápida e maior produção de biogás. Na Tabela 2 apresenta-se um resumo dos aspectos comuns e das diferenças mais significativas a ter em atenção no projecto e operação de um aterro sanitário convencional e de um aterro sanitário a funcionar como um bio-reactor.

Tabela 2 – Aspectos comuns e diferentes no projecto e operação de um aterro convencional e de um aterro a funcionar como um bio-reactor.

Elementos de comparação		Aspectos comuns	Aspectos diferentes no aterro a funcionar como bio-reactor
Sistema de confinamento de fundo	geomembrana	estrutura	• maiores precauções devido às elevadas temperaturas e mais rápidos e maiores assentamentos da massa de resíduos
	sistema de drenagem e recolha de lixiviados		• necessidade de aumentar a espessura e permeabilidade da camada de drenagem para fazer face ao aumento de volume de lixiviado • aumento da probabilidade de colmatção biológica • necessidade de ampliação do sistema de tubagem por os volumes de lixiviado serem maiores
Sistema de cobertura	camada de baixa permeabilidade	– (filosofia diferente)	• materiais diferentes, por o objectivo não ser minimizar a entrada de água
	sistema de drenagem e captação de biogás	estrutura	• necessidade de ampliação por os volumes de biogás serem maiores e concentrados num período de tempo menor (no modo de operação anaeróbio)
Sistema de circulação de líquidos (*)		–	• existem várias técnicas, a melhor estratégia passa muitas vezes pela sua combinação (ver 4.1.3)
Estabilidade e Assentamentos		métodos de análise	• maiores riscos de instabilidade pelo aumento do peso volúmico dos resíduos e diminuição da sua resistência ao corte, maiores assentamentos e mais rápidos
Gestão dos lixiviados		inexistentes, a filosofia é diferente	• os lixiviados colectados são reinjectados na massa de resíduos • necessidade de sistemas de injeção e recirculação de lixiviados e/ou líquidos na massa de resíduos
Gestão das dimensões das células		inexistentes, a filosofia é diferente	• se o objectivo é fomentar a mais rápida produção de biogás as células devem ser em maior número e mais pequenas • se o objectivo é aumentar a capacidade de armazenamento então as células devem ser maiores
Cobertura diária		a filosofia é diferente	• preocupação com o tipo de material para não impedir a redistribuição do lixiviado na massa de resíduos
Compactação da massa de resíduos		a mesma filosofia	• o grau de compactação não deve ser muito elevado até estar garantida uma recirculação de fluidos homogénea na massa de resíduos
Monitorização		a mesma filosofia	• maiores cuidados durante a operação (maior número de parâmetros e maior frequência de medidas) • menores cuidados pós-encerramento

(*) inexistente no aterro convencional.

4.1 – Problemas relativos ao sistema de confinamento de fundo

Sendo a legislação sobre resíduos diferente de país para país, os requisitos e estrutura do sistema de confinamento de fundo do aterro têm igualmente algumas diferenças. De uma forma geral, este é constituído por uma camada mineral de baixa permeabilidade, denominada “barreira passiva”, seguida de uma “barreira activa” constituída por um geossintético bentonítico e/ou uma geomembrana (ou duas geomembranas separadas por uma camada de detecção de fugas). A geo-

membrana é normalmente coberta com um solo ou um material geossintético para protecção contra possíveis danos físicos causados pela colocação subsequente da camada de drenagem dos lixiviados.

4.1.1 – Geomembranas

Relativamente ao aterro convencional, os problemas adicionais que a operação de um aterro a funcionar como bio-reactor implicam no que respeita às geomembranas do sistema basal e taludes, prendem-se com o facto de estas terem de resistir às temperaturas mais elevadas que se desenvolvem na massa de resíduos e, simultaneamente, às pressões mais elevadas provocadas pelos resíduos no movimento de descida ao longo dos taludes durante o seu assentamento, que se processa num intervalo de tempo menor devido à mais rápida degradação dos resíduos. Para evitar o problema referido nos taludes, pode optar-se por um de dois tipos de soluções: ou usar geomembranas reforçadas ou assegurar que o atrito na superfície na base da geomembrana seja superior ao existente no topo, o que pode ser conseguido com uma membrana texturada apenas na sua superfície inferior.

Nos aterros a funcionar como um bio-reactor é usual no confinamento basal e dos taludes dar-se preferência à utilização de geomembranas de polietileno de alta densidade (PEAD), pela sua resistência química, mecânica, durabilidade e por permitirem soldaduras resistentes do ponto de vista mecânico e hidráulico. Mas atingindo-se no interior destes aterros temperaturas muito elevadas, as geomembranas de PEAD devem ter resistência adequada (de pelo menos 500 horas) ao “stress-cracking” por as fissuras daí decorrentes aumentarem com a subida da temperatura. Outra hipótese é o emprego de geomembranas reforçadas de polipropileno que toleram melhor temperaturas elevadas e não são susceptíveis ao “stress-cracking”. Para as geomembranas de polietileno e polipropileno (e todas as poliolefinas) é ainda necessário tomar precauções no sentido de estarem devidamente protegidas com um antioxidante, contra a oxidação a temperaturas elevadas (sobretudo se o ambiente for aeróbio). Segundo Haxo (1988) deve ainda ser evitada a utilização de geomembranas de policloreto de vinila (PVC) quando existe recirculação do lixiviado, por este tipo de geomembrana perder a plasticidade com o tempo.

4.1.2 – Sistema de drenagem e captação de lixiviados

O principal objectivo do sistema de drenagem e captação dos lixiviados produzidos num aterro sanitário é controlar a altura de líquido (h) sobre o sistema de confinamento basal, para minimizar o risco de infiltração dos lixiviados no solo subjacente ao aterro, causada por uma carga hidráulica excessiva. A camada de drenagem de lixiviados colocada sobre a geomembrana (e a sua camada de protecção) tem como função promover o rápido encaminhamento dos lixiviados para a rede de colectores, a partir dos quais o lixiviado é recolhido e conduzido, geralmente por gravidade, para a estação de tratamento ou para tanques de recolha intermédios.

Num aterro a funcionar como bio-reactor existe um aumento significativo do volume de lixiviados, pelo que o material drenante deve ter uma capacidade de drenagem adequada para que a altura de lixiviado não exceda os valores regulamentares (em muitos casos $h < 30$ cm). Nos aterros convencionais, a condutividade hidráulica mínima usualmente requerida para o material drenante é de 0,01 cm/s, mas quando há recirculação de líquidos este valor é manifestamente insuficiente de - vendo ser no mínimo de 1,0 cm/s.

Como nos aterros convencionais, em que se utilizaram geotêxteis como filtro (a envolver os tubos de drenagem) ou areia como material drenante, se verificou que durante a vida útil do aterro a condutividade hidráulica pode diminuir de uma a duas ordens de grandeza (Interstate Technology & Regulatory Council Alternative Landfill Technologies Team (2006)) e sendo expectável, para os aterros a funcionar como bio-reactor, um aumento significativo de matéria orgânica, haverá uma maior probabilidade de colmatção, pelo que neste tipo de aterros a areia deve ser substituída por

seixo e os tubos de drenagem não devem ser envoltos com geotêxtil. A utilização de seixo para o material drenante, implica a necessidade da geomembrana ser protegida por um material de resistência ao punçoamento adequada para evitar ser punçoada pelo seixo.

Relativamente à rede de colectores e, sendo em muitos casos usados tubos ondulados em polietileno de alta densidade com diâmetros entre 100 e 300 mm (Figura 4), é necessário ter em consideração no seu dimensionamento uma maior probabilidade de rotura por compressão devido ao aumento do peso volúmico da massa de resíduos (Qian et al., 2002) nos aterros que funcionam como bio-reactor. O número de ligações entre tubos deve também ser minimizado e deve assegurar-se que não sofrem deformações durante a compactação e o período de bioestabilização.



Fig. 4 – Tubos em polietileno de alta densidade (Reinhart, 2005).

Nos aterros convencionais, sobre a camada drenante é usual a colocação de um filtro (de geotêxtil ou de areia, esta normalmente com cerca de 15 cm de espessura), seguido em muitos casos de uma camada de protecção com solo local (com 30 a 40 cm de espessura) sobre a qual são então colocados os resíduos. Nos aterros em que há recirculação de lixiviados não é aconselhada nem a camada de filtro nem a de protecção (Qian et al., 2002) devido ao maior potencial de colmatação pelos altos teores de sólidos suspensos totais ($SST > 2500 \text{ mg/l}$) e de carência bioquímica de oxigénio ($CBO > 2500 \text{ mg/l}$). Em substituição do filtro e camada de protecção devem colocar-se directamente os resíduos, que se devem seleccionar cuidadosamente, rejeitando-se objectos de grandes dimensões ou com protuberâncias e também material muito fino. A primeira camada de resíduo (cerca de 3 m de espessura) não deve ser compactada para além do efeito decorrente do peso do equipamento de transporte e espalhamento dos resíduos. As subsequentes camadas podem ser compactadas normalmente (Figura 5).



Fig. 5 – Primeira camada de resíduos sobre o sistema de drenagem de lixiviados (Koerner, 2006).

4.1.3 – Sistema de recirculação de lixiviados

Contrariamente aos aterros convencionais, nos aterros a funcionar como bio-reactor tem de haver um sistema de circulação de líquidos e a forma como esses líquidos/lixiviados são introduzidos no aterro é de grande importância para o sucesso desta tecnologia. Existem actualmente cinco métodos disponíveis para a recirculação dos lixiviados, que podem ser combinados entre si, e que seguidamente se apresentam.

4.1.3.1 – Irrigação por pulverização

Na irrigação por pulverização, o lixiviado é distribuído pela superfície da massa de resíduos através de camiões com aspersores, tubos ranhurados, entre outros dispositivos (Figura 6). As vantagens são a humedificação uniforme dos resíduos e o baixo custo operacional. Nesta técnica pode haver uma redução do volume de lixiviados (até 30%) através da evaporação, o que não é vantajoso quando o objectivo é injectar o lixiviado para aumentar o teor em humidade da massa de resíduos. As desvantagens mais significativas são os odores criados e os problemas ambientais e de saúde pública, não sendo ainda aconselhável fazer a aspersão em condições de muito vento.



Fig. 6 – Recirculação de lixiviados: método de irrigação por pulverização (Reinhart, 2005 e Koerner, 2006).

4.1.3.2 – Lagoas de infiltração

Este método baseia-se na criação de lagoas temporárias de lixiviado (ex.: confinadas com geomembranas finas) no topo do aterro (Figura 7).



Fig. 7 – Recirculação de lixiviados: método de lagoas de infiltração (Reinhart, 2005 e Interstate Technology & Regulatory Council Alternative Landfill Technologies Team, 2006).

Esta técnica requer pouco esforço para operar e permite a distribuição de lixiviados numa vasta área, conseguindo-se bons resultados para as camadas superiores. Além das desvantagens típicas de um método de distribuição à superfície, já referidas, esta técnica depende muito das condições de operação, podendo haver problemas devido à chuva ou gelo, para além de se desconhecer como a distribuição do lixiviado se processa nas camadas mais inferiores do aterro.

4.1.3.3 – Distribuição sob a cobertura

Neste método, os lixiviados são introduzido através de trincheiras ou tubos, situados no topo da massa de resíduos e sob o sistema de cobertura temporária ou permanente, evitando a exposição directa dos lixiviados à atmosfera e consequentemente os problemas ambientais dos métodos de recirculação à superfície (Figura 8).

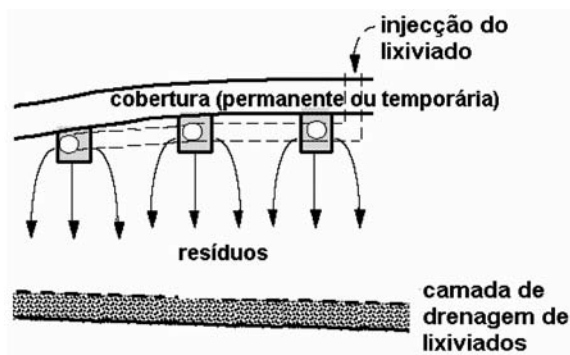


Fig. 8 – Recirculação de lixiviados: método de distribuição sob a cobertura (Koerner (2006)).

A principal desvantagem, para além dos custos iniciais serem elevados, é a velocidade de injeção ser limitada. Quando se utilizam trincheiras é usual serem preenchidas com material drenante, desaconselhando-se o uso de areia para evitar problemas de colmatção, usando-se por vezes, por razões económicas, tiras de pneus. Contudo, este material deve ser aplicado com precaução, pois em aterros de grande altura tem tendência a assentar sob o efeito da massa de resíduos, perdendo dessa forma a capacidade drenante inicial. Nesses casos pode ser substituído por lascas de madeira, vidro esmagado ou seixo (Figura 9).



Fig. 9 – Recirculação de lixiviados: técnica das trincheiras (Reinhart, 2005 e Interstate Technology & Regulatory Council Alternative Landfill Technologies Team, 2006).

4.1.3.4 – Poços de recarga

Os poços de recarga têm perfurações a diversos níveis para facilitar a distribuição dos lixiviados em altura (Figura 10). Dada a fraca aptidão destes poços para distribuírem os lixiviados lateralmente, as zonas mais interiores entre eles podem continuar secas. Para permitir a humidificação destas zonas, por vezes recorre-se ao estabelecimento de ligações horizontais entre os poços através de tubagens perfuradas.

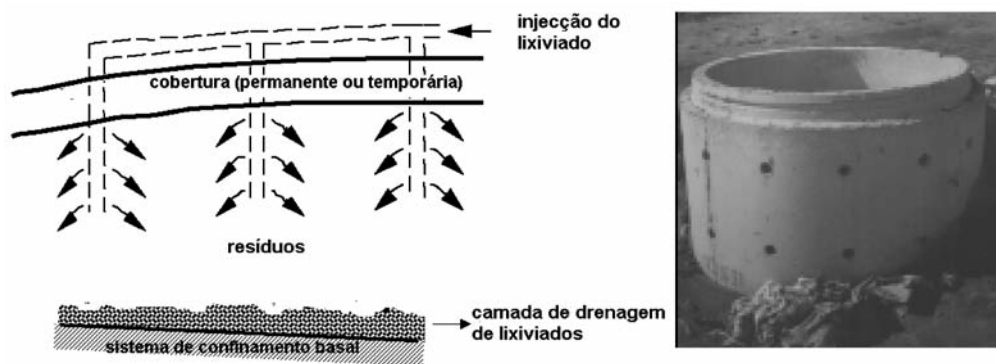


Fig. 10 – Recirculação de lixiviados: técnica dos poços de recarga (Reinhart, 2005 e Interstate Technology & Regulatory Council Alternative Landfill Technologies Team, 2006).

As grandes vantagens deste método são a sua simplicidade e o seu reduzido custo, pois poderão ser utilizados os poços de recolha de biogás. Os poços de recarga podem ser utilizados tanto durante o funcionamento do aterro como após o seu encerramento. As desvantagens são a necessidade de perfurar a camada de cobertura e a velocidade de injeção ser limitada. No caso dos poços serem profundos deve ter-se cuidado de não perfurarem a geomembrana, aquando da sua colocação.

4.2 – Problemas relativos ao sistema de cobertura

Tal como o sistema de confinamento de fundo, os requisitos e a estrutura do sistema de cobertura varia de país para país, consoante a legislação em vigor. De uma forma geral o sistema de cobertura para os aterros sanitários convencionais inclui uma camada de regularização que é directamente colocada sobre os resíduos e serve essencialmente de fundação para as camadas subsequentes da cobertura, uma camada de drenagem de biogás, uma camada (mineral ou sintética) de baixa permeabilidade, uma camada de drenagem de águas pluviais, uma camada de solo de cobertura e uma camada de solo vegetal. Esta estrutura para além de contribuir para a contenção e protecção dos resíduos, para a adequada integração paisagística e para evitar a migração não controlada do biogás, tem ainda como objectivo minimizar a infiltração das águas superficiais e consequentemente a produção de lixiviado, filosofia oposta à do aterro a funcionar como bio-reactor. Neste último caso e para aproveitar ao máximo o espaço deixado disponível pelos assentamentos que se verificam, devido à mais rápida degradação dos resíduos, a cobertura final só deve ser colocada quando a maior parte desses assentamentos se processarem, o que normalmente não ocorre antes de 5 anos. Entretanto é necessário providenciar uma cobertura provisória. Para esta cobertura, os materiais a utilizar dependem de vários factores: modo de operação, tipo de resíduo, condições ambientais do local, entre outros. Por exemplo, se os odores forem uma preocupação podem ser opções um geossintético bentonítico ou uma geomembrana, cujos painéis são apenas sobrepostos, mas devidamente carregados com sacos de areia ou pneus para evitar o seu levantamento e deslocação pela acção do vento (Figura 11).



a) Antes de se processarem os assentamentos



b) Após se processarem os assentamentos

Fig. 11 – Cobertura provisória com geomembrana (Advanced Technology Environmental Education Center, 2005).

Se os odores não forem preocupação e se não houver problemas com a emissão de biogás pode optar-se simplesmente por uma camada de solo. A utilização de um solo relativamente permeável favorece a distribuição da água que se infiltra a partir da superfície da massa de resíduos. Este solo pode posteriormente ser reutilizado no sistema de cobertura definitiva.

Uma camada de solo vegetal pode ser suficiente para controlar a erosão e evitar a emissão de biogás, caso contrário tem de se prever uma camada para drenagem de biogás e/ou a colocação de uma geomembrana. Os principais problemas a ter em consideração com a camada de solo são as deformações devidas aos assentamentos e as fendas por dessecação devido aos ciclos secagem/molhagem. Relativamente à camada para drenagem de biogás e geomembrana, os principais problemas prendem-se com a insuficiência da espessura para drenar o fluxo de biogás e a consequente criação de “bolhas” na geomembrana (Figura 12).



Fig. 12 – “Bolha” resultante da acumulação de gás na geomembrana (Gross, 2006).

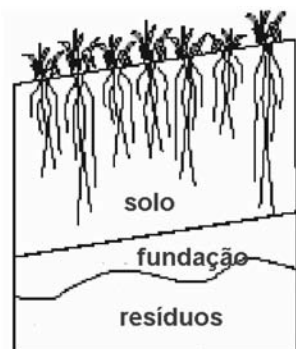
A solução ideal para o caso de se pretender evitar a saída do biogás e simultaneamente permitir a entrada de líquidos na massa de resíduos, para acelerar a sua degradação, é a utilização de um material sintético apropriado para esse efeito (Hullings e Swyka, 1999).

A construção da cobertura definitiva só após a estabilização do aterro tem a vantagem de haver muito menos preocupações com o controlo do biogás ou da infiltração da água ou ainda com a capacidade de tolerar deformações, havendo maior flexibilidade para a escolha de materiais e soluções alternativas.

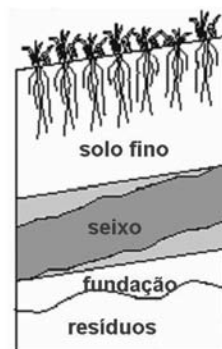
Para o sistema de cobertura definitiva e em alternativa ao sistema convencional têm sido desenvolvidas várias soluções, sendo descritas a seguir as mais conhecidas (Interstate Technology & Regulatory Council Alternative Landfill Technologies Team, 2006):

- sistema de cobertura biológica permeável (*biological permeable cap*) é constituído por uma camada de cerca de 1m de composto que actua como uma camada de oxidação do metano;
- sistema de cobertura por evapotranspiração (*Evapotranspiration Cap System*) é constituído por uma camada espessa de solo com árvores e vegetação colocada logo após a camada de solo de fundação. Essa camada actua como uma esponja que armazena a água infiltrada. Esta água será absorvida pelas raízes da vegetação que através da evaporação e transpiração a transfere para a atmosfera antes de migrar para os resíduos (Figura 13a);
- sistema de cobertura por barreira capilar (*Capillary Barrier Cap System*) é constituído por uma camada de solo fino (um silte por exemplo) com vegetação, seguida de uma camada de solo permeável (de areia ou seixo) e por fim o solo de fundação (Figura 13b).

O princípio subjacente a esta técnica conta com a diferença de dimensões dos grãos das camadas de solo fino e de solo permeável para promover a retenção da água na camada de solo fino sob condições não saturadas, dada a diferença significativa das características de humidade e condutividade hidráulica dos dois solos. Nestas condições o solo mais grosseiro tende a ter um menor teor em água que o solo fino. A condutividade hidráulica de solos não saturados decresce exponencialmente com a diminuição do teor em água, pelo que o solo permeável, estando seco, será menos permeável à água que o solo fino húmido. Desde que os dois solos se mantenham não saturados, o solo fino tem tendência a reter a quase totalidade da água, servindo a camada de solo grosseiro subjacente como uma barreira dado ao seu estado seco. Só quando o solo fino atingir o estado de saturação será possível ver algum fluxo de água na camada de solo permeável.



a) cobertura por evapotranspiração



b) cobertura por barreira capilar

Fig. 13 – Sistemas de cobertura alternativos.

4.3 – Problemas relativos à estabilidade e assentamentos

4.3.1 – Estabilidade

A estabilidade da massa de resíduos é um problema crítico dos aterros de resíduos a funcionar como bio-reactor, uma vez que a adição significativa de líquido para aumentar a actividade biológica implica um aumento da massa total dos resíduos afectando as suas características estruturais. Na Figura 14 mostram-se alguns exemplos de roturas.

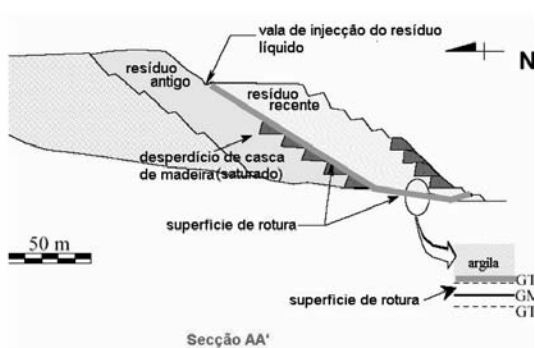
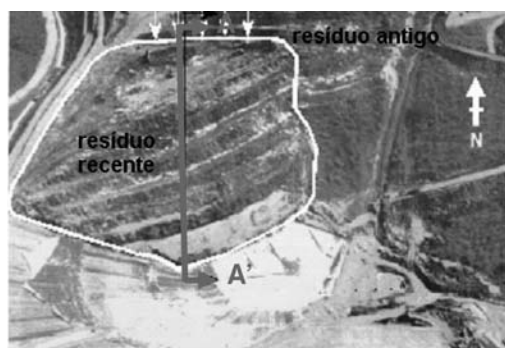
A recirculação de lixiviados no aterro pode levar a um incremento de 50% do peso volúmico total dos resíduos, aumentando com a altura destes, podendo mesmo duplicar nos primeiros 5 m (Interstate Technology & Regulatory Council Alternative Landfill Technologies Team, 2006). A adição de líquido, para além de provocar um aumento do peso volúmico dos resíduos, pode causar um aumento da pressão intersticial, que conduzindo a uma diminuição da resistência ao corte pode levar à instabilidade da massa de resíduos. O impacto do aumento do peso volúmico dos resíduos na estabilidade repercute-se desde a fundação à cobertura, podendo implicar por exemplo limitações na altura máxima do aterro, se a capacidade de suporte da fundação não for suficiente para suportar o excesso de carga. Os sistemas de drenagem e captação de lixiviados também podem sofrer roturas se não forem correctamente dimensionados para suportar o excesso de carga devido ao aumento do peso volúmico dos resíduos. Os problemas de estabilidade serão ainda maiores se o espaço deixado “livre”, pelo assentamento dos resíduos, for aproveitado para armazenar ainda mais resíduos.

Assim, a análise de estabilidade de um aterro a funcionar como bio-reactor deve ter em consideração, nomeadamente:

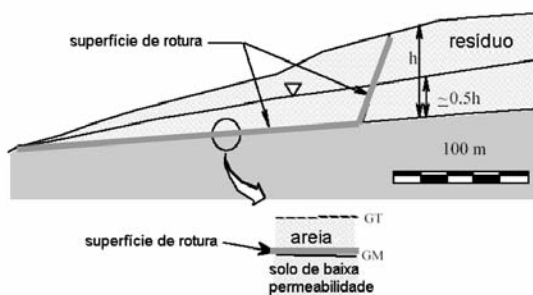
- o aumento do peso volúmico dos resíduos relativamente ao seu peso volúmico usual num aterro convencional e particularmente a sua variação por consolidação e assentamento;
- a afectação, na estabilidade, da colocação de mais resíduos no local deixado “livre” pelo assentamento dos resíduos mais antigos;
- as implicações da utilização de materiais de baixa permeabilidade na cobertura diária: possibilidade de retenção de líquidos em determinadas zonas, provocando um aumento da pressão intersticial em zonas “isoladas”, o que pode originar superfícies planares de escorregamento (Figuras 14b e 15);
- as repercussões na estabilidade devido à percolação de lixiviados ao longo do talude (Figura 15);
- o impacto do aumento do peso volúmico dos resíduos (relativamente ao aterro convencional) nos sistemas de impermeabilização e de drenagem e captação de lixiviados e ainda na fundação;
- o facto de, estando os resíduos saturados, o gás do aterro e também a injeção de ar poderem contribuir para o aumento da pressão intersticial e a injeção de ar também (Interstate Technology & Regulatory Council Alternative Landfill Technologies Team, 2006).

A análise de estabilidade (estática e aos sismos) de um aterro a funcionar como um bioreactor não é tarefa fácil, não só por os resíduos apresentarem diferentes graus de saturação, mas também por as propriedades dos resíduos dependerem da sua composição, que pode variar espacial e temporalmente.

Uma das maiores preocupações em aterros com taludes de inclinação superior a 1V:3H é a estabilidade. Nos aterros a funcionar como bio-reactor, o excesso de saturação dos resíduos é uma das causas principais da instabilidade dos taludes, pelo que para estes aterros as análises de estabilidade usualmente empregues para os aterros convencionais devem ser revistas no sentido de incluir o efeito que a reintrodução de fluidos tem na estabilidade. Poderá ser necessário efectuar análises que reflectam as condições existentes neste tipo de aterros ou para impor limitações à localização da circulação de fluidos relativamente aos taludes (Waste Management, 2000). Atenção especial também deve ser dada às operações de monitorização que permitem verificar se o nível de fluido existente nos resíduos é compatível com as condições de estabilidade. Deve ainda estabelecer-se um plano para reavaliação periódica da estabilidade do aterro durante as operações de enchimento, encerramento e pósencerramento (Interstate Technology & Regulatory Council Alternative Landfill Technologies Team, 2006).



a) Aterro de Mobeni, África do Sul: rotura na interface argila/geotêxtil



b) Aterro de Rumpke, Estados Unidos: rotura na interface areia/geomembrana

Fig. 14 – Exemplos de roturas (Koerner, 2006).

4.3.2 – Assentamentos

Num aterro de resíduos a funcionar como um bio-reactor, os assentamentos processam-se com maior rapidez do que num aterro convencional, devido ao aumento da velocidade de degradação de resíduos.

A análise dos assentamentos é muito importante, por um lado, por deles depender a previsão do tempo de vida útil do aterro e as condições de utilização do aterro pós-encerramento; por outro lado, não sendo os assentamentos uniformes, dadas as variações espaciais da composição dos resí-

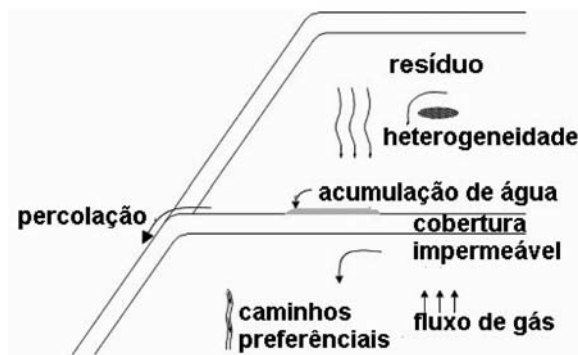


Fig. 15 – Potenciais causas de instabilidade.

duos e do processo de biodegradação, os assentamentos diferenciais podem ser muito prejudiciais para a integridade de qualquer sistema do aterro, sendo os problemas mais comuns o desenvolvimento de fissuras nas camadas da cobertura, incluindo o rasgamento da geomembrana e danos nos tubos dos sistemas de circulação de lixiviados e de drenagem e captação de biogás.

A velocidade com que se processam os assentamentos depende da composição dos resíduos, do modo de operação e dos factores que afectam a biodegradação, particularmente do teor em humidade (El Fadel, 1999).

A aptidão para prever os assentamentos é fundamental no dimensionamento e construção dos aterros. Os métodos para determinação dos assentamentos em aterros convencionais (método de Sowers, modelo de Gibson e Lo, etc.) (El Fadel *et al.* 1999) têm sido empregues para a determinação dos assentamentos em aterros a funcionar como bio reactor. Porém, estes métodos não providenciam os ajustes necessários para ter em consideração a recirculação de líquidos. Todavia podem ser utilizados desde que os dados introduzidos sejam “ajustados” para o teor em matéria orgânica, teor em humidade e para as condições de compactação existentes nos aterros a funcionar como um bio-reactor (Interstate Technology & Regulatory Council Alternative Landfill Technologies Team, 2006).

4.4 – Problemas relativos à colocação dos resíduos

Nos aterros a funcionar como um bio-reactor, o objectivo é otimizar a recirculação de fluidos no aterro, pelo que existem diferenças significativas relativamente às práticas operativas dos aterros convencionais. Acresce ainda que o aterro pode ser projectado desde o início para funcionar como um bio-reactor ou já estar em operação e ter de ser “adaptado”, apresentando cada caso também as suas especificidades de operação.

Seguidamente, apresentam-se os aspectos geotécnicos mais relevantes a ter em consideração durante a operação para otimizar a eficácia de funcionamento deste tipo de aterros.

4.4.1 – Dimensões das células e cobertura diária/intermédia

Por razões económicas, nos aterros convencionais é usual construírem-se células de grandes dimensões, pois dessa forma reduz-se substancialmente a quantidade de materiais para a cobertura diária, aumentando consequentemente a capacidade efectiva de armazenamento. Mas, como já foi referido, se o objectivo é fomentar a mais rápida produção de biogás, as células deverão ser mais pequenas, mas mais profundas e em maior número. Contudo, se a célula for muito profunda pode haver dificuldade na recirculação dos fluidos, pelo que, ou se limita a profundidade ou há necessidade de desenvolver uma adequada capacidade de gestão da drenagem interna dos lixiviados.

Uma outra preocupação prende-se com o tipo de materiais da cobertura diária/intermédia, pois para garantir uma efectiva distribuição da recirculação dos líquidos, não se pode optar por camadas de solo de baixa permeabilidade, usuais nos aterros convencionais. Este tipo de material, para além de poder levar à retenção dos líquidos em algumas zonas, provocando nessas zonas um aumento da pressão intersticial e consequentes problemas de estabilidade, pode provocar escorrências pelos taludes (Figura 16), resultantes da dificuldade da circulação do líquido para as camadas inferiores, prejudicando a humedificação homogénea dos resíduos, com consequências na eficácia do funcionamento do bio-reactor.



Fig. 16 – Escorrências de lixiviado (The Canadian Society for Civil Engineering - Calgary Chapter, 2006).

Para evitar este tipo de problemas podem utilizar-se coberturas removíveis diariamente (Figura 17) ou materiais cuja condutividade hidráulica seja igual ou superior à da “matriz” dos resíduos, como é o caso da areia, misturas de composto com material granular, resíduos verdes, ou outros resíduos, como sejam os provenientes da reciclagem do aço ou de materiais não ferrosos ou resíduos de construção e de demolição.



Fig. 17 – Cobertura diária removível (Envirozone, 2001).

Chama-se contudo a atenção que muitas destas coberturas diárias alternativas podem carecer de modificações na legislação ou de autorização da entidade reguladora. Ainda outra alternativa é a remoção da cobertura diária imediatamente antes da colocação de novos resíduos.

A escolha da solução a utilizar depende muito dos objectivos subjacentes (para além dos objectivos de evitar o espalhamento de detritos e o desenvolvimento de vectores (insectos, roedores e outros)), como sejam a possibilidade da existência de focos de incêndio, emissão de gases, infiltração de águas pluviais, aumento da capacidade efectiva de armazenagem, entre outros. Por exemplo, as coberturas amovíveis têm a vantagem de não retirarem capacidade efectiva de armazenamento de resíduos, de evitar os odores e a saída de gases para a atmosfera e de poderem permitir o controlo do excesso de água durante o Inverno. As coberturas constituídas por misturas de composto com material granular usam-se para controlar a emissão de metano durante a construção das células.

Em muitos casos, perto dos taludes, usa-se para cobertura diária uma mistura de solo argiloso, para evitar as escorrências de lixiviado ao longo dos taludes.

Nos aterros convencionais a inclinação da camada de cobertura diária ou é sub-horizontal ou tem uma reduzida inclinação de modo a que as águas pluviais sejam escoadas para fora do aterro. Nos aterros a funcionar como bio-reactor, a inclinação deve ser exactamente ao contrário ou seja de modo a escoar as águas pluviais para dentro do aterro, evitando-se simultaneamente escorrências indesejadas para fora deste.

Quando é necessário “adaptar” um aterro para funcionar como bio-reactor, havendo camadas de cobertura diária de baixa permeabilidade, a melhor abordagem para garantir a recirculação dos líquidos é a construção de poços verticais que atravessem essas camadas.

4.4.2 – Compactação dos resíduos

Nos aterros convencionais o grau de compactação habitualmente recomendado para os resíduos não é o aconselhável para os aterros a funcionar como bio-reactor, por dificultar a humedificação homogénea dos resíduos e consequentemente o processo da biodegradação. Para otimizar a eficácia da recirculação é preferível começar com um grau de compactação mais baixo e só o aumentar quando houver a garantia de uma correcta distribuição do líquido pelos resíduos. A aspersão dos resíduos com lixiviado ou água (Figura 18) antes da compactação, para além de a melhorar, contribui para o aumento do teor de humidade e para a diminuição de poeiras. Esta operação deve ser obviamente suspensa em dias de chuva.



Fig. 18 – Adição de líquidos na frente de trabalho (Koerner, 2006).

Para além dos cuidados referidos em 4.1.2 relativamente à execução da primeira camada de resíduo, para melhorar a eficácia do processo de biodegradação, também os resíduos das restantes camadas devem, sempre que economicamente possível, ser pré-processados e serem espalhados em camadas finas, evitando-se a existência de quantidades apreciáveis de resíduos de grandes dimensões (pneus, troncos, etc.).

5 – A MONITORIZAÇÃO DOS ATERROS SANITÁRIOS A FUNCIONAR COMO BIO-REACTOR

O funcionamento de um aterro sanitário como bio-reactor, tratando-se de um sistema de tratamento de resíduos, requer maiores cuidados durante a operação do que um aterro convencional (tanto em número de parâmetros a controlar como na frequência de medidas). O seu sucesso está muito dependente do controlo e monitorização dos processos biológicos, químicos e hidráulicos que se processam no aterro. Na Tabela 3 são apresentados os principais parâmetros a serem monitorizados e os objectivos das medidas.

Tabela 3 – Parâmetros a serem monitorizados nos aterros a funcionar como bio-reactor (Waste Management, 2000).

Parâmetro	Objectivo da medida
Fluxos de lixiviado injectado	As taxas e as localizações das injeções do lixiviado e de outros fluidos devem ser registadas para se determinar a relação entre os fluxos de entrada e os níveis de humidade in situ bem como as taxas de remoção do lixiviado
Temperatura	A variação da temperatura da massa de resíduos no tempo e a sua distribuição espacial dão indicações sobre a actividade biológica. No modo de operação aeróbio o controlo da temperatura é particularmente importante para evitar incêndios
Humidade	O teor de humidade e a sua distribuição espacial permitem inferir sobre a eficácia do sistema de injeção e sobre a quantidade de líquido que o resíduo consegue ainda absorver num determinado local
Celulose e lignina	Os resultados dos ensaios sobre amostras de resíduo podem providenciar informação sobre o nível de actividade biológica e a velocidade com que se processa
Fluxo de lixiviado removido e sua qualidade	A quantidade de lixiviado removida numa determinada área permite deduzir o grau de saturação dos resíduos. A qualidade do lixiviado permite indicar em que fase do processo de decomposição se encontram os resíduos e permite prever quando a actividade biológica estará completa
Peso volúmico dos resíduos	A medida do peso volúmico da massa de resíduos e a sua distribuição espacial é um bom indicador da saturação dos resíduos e do nível de tratamento
Assentamentos	Tal como o peso volúmico a medida do assentamento e a sua evolução no tempo é um indicador do progresso do tratamento biológico. Essas medidas permitem ainda indicar se o tratamento biológico está completo e são muito úteis para a previsão do espaço que resta para a colocação de novos resíduos
Fluxo de gás e qualidade	Tal como nas medições com o lixiviado, os resultados do fluxo de gás indicam o nível de actividade biológica e a sua evolução no tempo mostra a velocidade com que aquela se processa e permite prever quando se completa. Esta informação é importante para planear a expansão e modificação do sistema de gestão do biogás
Nível piezométrico	Os piezómetros colocados na massa de resíduos são úteis para monitorizar o nível de fluidos, permitindo mostrar as zonas em que existe concentração de fluidos ou para conhecer o nível junto aos taludes

6 – CONSIDERAÇÕES FINAIS

A possibilidade de um aterro sanitário poder funcionar como um bio-reactor é uma estratégia que pode permitir ter benefícios ambientais (a curto e longo prazo), financeiros e sociais. Esta tecnologia implica um novo paradigma e a existência de uma nova geração de aterros que providenciam maior

segurança do ponto de vista ambiental, pela promoção mais rápida da estabilização dos resíduos, através da otimização do processo microbiológico da decomposição orgânica dos resíduos.

A forma mais eficaz e prática para melhorar a biodegradação dos resíduos é através do controlo da sua humidificação, normalmente conseguida pela recirculação de lixiviado (ou outros líquidos), do controlo da temperatura, da adição de nutrientes e de ar (no modo aeróbio e híbrido).

As principais vantagens de um aterro funcionar como um bio-reactor relativamente a um aterro convencional são: (1) a contenção e tratamento do lixiviado, (2) a rápida recuperação de espaço para armazenar mais resíduos, (3) a aceleração da estabilização dos resíduos, evitando a necessidade de monitorização e manutenção a longo prazo do aterro, (4) no modo anaeróbio, o aumento e a rapidez de produção de metano pode significar benefícios económicos consideráveis. Os aterros a funcionar no modo aeróbio têm ainda mais três vantagens: (5) o processo de biodegradação dos resíduos é ainda mais rápido do que no processo anaeróbio, (6) há uma redução significativa do volume de lixiviado, (7) há uma redução significativa da produção de metano e consequentemente uma redução de odores.

Esta tecnologia tem contudo alguns inconvenientes, nomeadamente: (1) a recirculação de líquidos pode aumentar significativamente a carga hidráulica sobre a geomembrana de fundo, o que aumenta a possibilidade de fuga do lixiviado, (2) a adição de ar (no modo aeróbio) aumenta o risco de incêndio, (3) os aterros a funcionar como bio-reactor requerem maiores custos de construção e operação comparativamente com os aterros convencionais, (4) os aterros a funcionar como bio-reactor têm uma operação mais complexa e requerem maior controlo em termos de parâmetros e de frequência de medidas, (5) esta tecnologia embora possa ser utilizada em aterros inicialmente não previstos para funcionarem como um bio-reactor, não pode ser implementada em aterros sem impermeabilização de fundo e lateral.

Esta tecnologia implicando uma mudança na forma de operação do aterro de resíduos constitui um grande desafio não só do ponto de vista legislativo (coberturas alternativas permeáveis, recirculação de líquidos, recuperação de espaço para armazenagem), como operacional e de monitorização (heterogeneidade espacial e temporal do resíduo, problemas de estabilidade e assentamentos, condições corrosivas para os aparelhos de medida) e de longo prazo (até quando se deve “implementar” um bio-reactor?, qual o destino dos metais e outros resíduos inorgânicos recalcitrantes?, qual o custo/benefício da operação de um bio-reactor?).

7 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Advanced Technology Environmental Education Center (2005). History of Incinerators”. Disponível em: www.ateec.org/prof_dev/fellows/2005fellows/groups/group%204/wasteenergy.ppt. Acesso em 06 de Março de 2007..
- The Canadian Society for Civil Engineering - Calgary Chapter (2006). “Bioreactor landfills”. Disponível em: www.schulich.ucalgary.ca/Civil/csce_calgary/2006/Landfill-BioreactorLandfills.pdf. Acesso em 06 de Março de 2007.
- El Fadel, M. (1999). “Leachate recirculation effects on settlement and biodegradation rates in MSW landfills”. *Environmental Technology*, vol. 20, nº 2, pp 121-133.
- El Fadel, M., Shazbak, S., Saliby, E.& Leckie, J. (1999). “Comparative assessment of settlement models for municipal solid waste landfill applications”. *Waste Management and Research* vol. 17 nº 5, pp 347–368.
- Envirozone (2001). “Alternate daily covers”. Disponível em: www.envirozonellc.com/products.php?a=pl&plid=12. Acesso em 06 de Março de 2007.

- Gross, B. A. (2006). "Landfill cover design and operation". Disponível em: www.epa.gov/epaoswer/non-hw/muncpl/landfill/bio-work/gross.pdf. Acesso em 06 de Março de 2007.
- Haxo H. (1988). "Lining of Waste Containment and Other Impoundment Facilities", EPA/600/2-88/052.
- Hullings, D. E. & Swyka, M. A. (1999). "Geosynthetics in Bioreactor Designs", Proc.. GRI - 13 Conference, GSI, Folsom, PA, pp 254-262.
- Interstate Technology & Regulatory Council Alternative Landfill Technologies Team (2006). "Characterization, Design, Construction, and Monitoring of Bioreactor Landfills". Disponível em: www.itrcweb.org/Documents/ALT-3.pdf. Acesso em 06 de Março de 2007.
- Koerner, M. R. (2006). "Leachate Recycling/Bioreactor Landfills for Rapid Degradation of MSW" Disponível em: www.cticompanies.com/pdf/Koerner.pdf. Acesso em 06 de Março de 2007.
- Qian, X., Koerner, R. M. & Gray, D. H. (2002). "Geotechnical aspects of landfill design and construction". Upper Saddle River : Prentice Hall.
- Reinhart, D. R. (2005). "Bioreactor Landfills: Issues and Implementation". Disponível em: www.erefndn.org/rpts_summary_ordrs/LTWBioreactorIssuesandImplementation-Reinhart.pdf. Acesso em 06 de Março de 2007.
- Richard, D., Zimmerman, A. R. & Grubb, B. (2000). "Leachate Recirculation or Clean-Water Addition: A Comparative Study". Disponível em: http://www.gradingandexcavation.com/msw_0005_leachate.html. Acesso em 06 de Março de 2007.
- Smart Storage (2007). "Benefits of Smart Storage". Disponível em: www.wesd.lbl.gov/ECO/smart_store/benefits.html. Acesso em 06 de Março de 2007.
- INR (2002). "Concepção, construção e exploração de tecnossistemas. Projectos, metodologias e tecnologias aplicadas em Portugal no período de 1996 a 2001". Edição do Instituto de Resíduos.
- Waste Management Bioreactor Program (2004). "The bioreactor landfill: the Future of Landfill Management". Disponível em: www.wm.com/WM/environmental/Bioreactor/bioreactorbrochure.pdf. Acesso em 06 de Março de 2007.
- Waste Management (2000). "The bioreactor landfill" Disponível em: www.wm.com/WM/environmental/Bioreactor/WMWhitePaper.pdf. Acesso em 06 de Março de 2007.

PROCESSOS DE INSTABILIZAÇÃO EM FALÉSIAS: ESTUDO DE UM CASO NO NORDESTE DO BRASIL

Instabilization Processes in sea cliffs: a case study in Northeast of Brazil

Olavo Francisco dos Santos Jr.*

Ricardo Nascimento Flores Severo**

Ada Cristina Scudelari***

Ricardo Farias do Amaral****

RESUMO – Este trabalho apresenta e discute os mecanismos de ruptura observados ao longo de 16 km de falésias no Município de Tibau do Sul, no litoral oriental do Estado do Rio Grande do Norte, Brasil. A área em estudo é formada por taludes com altura variando de 20 a 40 metros. Foram identificados três perfis típicos: o primeiro é vertical; o segundo apresenta duas inclinações, vertical na parte inferior e ângulo de 40° a 60° com a horizontal na parte superior; o terceiro possui inclinação entre 40° a 60° ao longo de toda a altura do talude. Os mecanismos observados estão relacionados com a ocorrência de chuva. Ensaios de cisalhamento direto mostraram que os solos da área apresentam perda de resistência quando inundados. Nos perfis verticais foram observados quedas, tombamentos e escorregamentos, na parte superior do talude. Nos taludes com inclinação entre 40° a 60° foram observados erosão na face do talude e escorregamentos. A ação do mar na base dos taludes provoca a formação de incisões na base, que por sua vez desestabilizam a parte superior.

SYNOPSIS – This paper presents and discusses the failure mechanisms observed along of 16 km of sea cliffs in Tibau do Sul city, in the littoral of the Rio Grande do Norte State, Brazil. The area of study is formed by slopes with height ranging from 20 to 40 meters. Three types of profiles have been observed in this area. The first one is vertical, the second presents two inclinations, a lower vertical part and an upper part with inclination between 40° and 60° and the third shows inclination varying from 40° to 60° along the height. The observed mechanisms are related to rain-induced failures. Direct shear tests results showed that there is strength loss when specimens are soaked. Vertical sea cliffs have suffered falls, toppling and slides from the upper part of the slopes. Superficial erosion and slides have been observed in slopes with inclination between 40° and 60°. Sea action on the slopes are related to the undermining the slope toe that provoke failure of the upper part.

PALAVRAS CHAVE – Movimentos de massas, falésia, erosão, escorregamentos, ravina, voçoroca.

1 – INTRODUÇÃO

A zona costeira é uma das regiões mais dinâmicas do planeta. Sua posição e forma são modificadas por uma série de fatores, como as variações do nível do mar, que ocorrem em velocidades

* Professor Associado, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Norte. E-mail: olavo@ct.ufrn.br

** Professor, Departamento de Construção Civil, Centro Federal de Ensino Tecnológico do Rio Grande do Norte. E-mail: ricardoflores@cefetrn.br

*** Professora Associada, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Norte. E-mail: ada@ct.ufrn.br

**** Professor Associado, Departamento de Geologia, Universidade Federal do Rio Grande do Norte. E-mail: ric@ufrnet.br

variadas através dos tempos, até eventos diários, como as precipitações pluviométricas. Nesta zona costuma ocorrer grande quantidade de intervenções humanas que potencializam as modificações que ocorrem na mesma, através da influência direta que exerce sobre os processos de erosão costeira, pois ao se fixarem nesta região se colocam na trajetória de recuo natural desta.

O litoral do Estado do Rio Grande do Norte (RN), no Nordeste do Brasil, passa por um intenso processo de ocupação, associado ao incremento da atividade turística. Em termos morfológicos, a costa do RN é formada por falésias e extensos campos de dunas. As falésias consistem de desníveis abruptos no terreno com alturas de até 50 metros e inclinação variando de 40° até a vertical, geralmente bem próximos da linha de costa. Os topos das falésias apresentam um forte atrativo turístico por servirem de mirantes. Em função disso, há uma forte pressão para a construção de obras de infra-estrutura, hotéis e restaurantes nas imediações das falésias. Entretanto, as falésias apresentam sérios problemas de estabilidade, que são agravados pela presença de construções adjacentes a elas.

Um dos mais importantes impactos observados nessas regiões é o problema da erosão costeira, o qual pode ser caracterizado como o recuo da linha de costa sobre as áreas ocupadas no continente. Trabalhos anteriores indicam que o Estado do RN apresenta problemas de erosão costeira em vários trechos da sua costa (Amaral *et al.*, 1997; Amaral, 2000; Braga, 2005; Diniz, 2002; Scudelari *et al.* 2003, Santos Jr. *et al.*, 2004),.

As encostas na forma de falésia vêm sendo estudadas com vários enfoques: compreensão dos processos (Hutchinson *et al.*, 1981; Duperret *et al.*, 2002), morfologia (Lizarga-Arciniega e Fischer, 1998), propriedades geotécnicas (Budetta *et al.*, 2000) e taxas de recuo (Bray e Hooke, 1997). A maioria dos estudos se refere à obtenção da taxa de recuo a partir de registros históricos, fotográficos e cartográficos. Os trabalhos abordando os mecanismos de recuo destacam que atuam simultaneamente vários processos nas encostas. Observa-se ainda que o recuo se dá através de eventos esporádicos de movimentos de massas. Dessa forma, a previsão da velocidade de recuo não é uma tarefa fácil, uma vez que é o resultado cumulativo da interação de vários fatores.

Os fenômenos que levam a alteração da zona costeira estão superimpostos em ciclos de diversas escalas de tempo, mas são as escalas mais curtas, as de maior interesse no que diz respeito à sua ocupação (Amaral, 2001). Uma área especialmente problemática, em se tratando de erosão costeira, está localizada no município de Tibau do Sul, no litoral leste do RN. Essa área foi objeto de estudo em uma pesquisa realizada desde 1999 e que resultou nos trabalhos de Silva (2003), Braga (2005) e Severo (2005). O presente trabalho descreve os tipos e mecanismos de ruptura dos taludes das falésias, que acarretam no seu recuo em direção ao continente.

2 – DESCRIÇÃO DA ÁREA ESTUDADA

A seguir são apresentadas brevemente, para melhor compreensão do trabalho realizado, a localização da área de estudo bem como o clima atuante e as principais características litológicas e estruturais da região.

2.1 – Localização geográfica

A área de estudo desta pesquisa está localizada no município de Tibau do Sul, no litoral leste do Estado do Rio Grande do Norte (Figura 1), no nordeste do Brasil. Trata-se de uma zona costeira, que possui cerca de 16 km de extensão e é predominantemente formada por falésias. A área tem início no Norte, na embocadura da Laguna de Guaraíras e se estende para o Sul até a foz do Rio Catu.

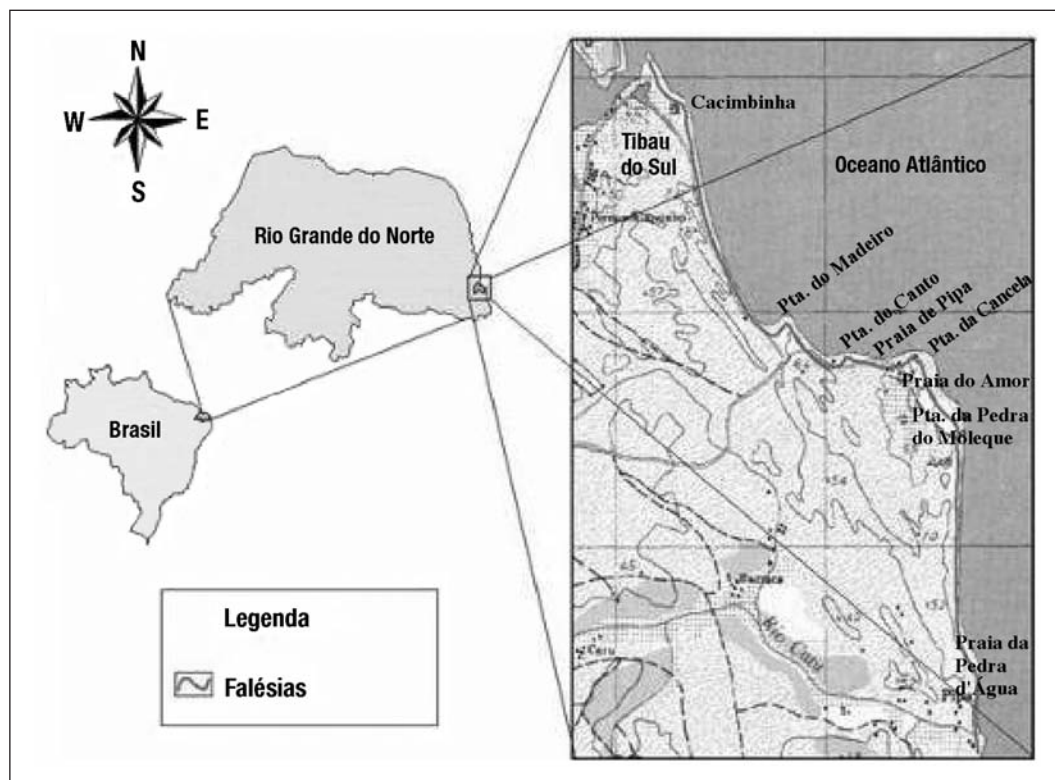


Fig. 1 – Localização geográfica da área estudada.

2.2 – Características físicas

O clima, juntamente com as características litológicas e estruturais de uma região, condiciona o processo erosivo dominante. O litoral oriental norterio-grandense possui um clima tropical chuvoso quente e com verão seco, sendo classificado como sub-úmido. A estação chuvosa se concentra principalmente no período que vai de Abril a Julho, quando as médias mensais variam entre 170 e 230 mm, tendo os meses de Agosto a Janeiro como os mais secos, com médias inferiores a 80 mm. Sua temperatura média anual é de 25,7°C, com as médias mensais mais baixas entre os meses de Junho e Setembro, e as mais altas entre os meses de Dezembro a Março. A sua umidade relativa média anual é de 74% (Diniz, 2002).

O município de Tibau do Sul possui, em média, uma altitude de menos de 100 metros. As unidades morfológicas encontradas na sua zona costeira são: os Tabuleiros Costeiros e a Planície Costeira.

Os Tabuleiros Costeiros possuem relevo plano a suavemente ondulados, baixa altitude, entre 40 e 120 metros, podendo atingir os 180 metros, apoiados nos sedimentos da Formação Barreiras. Possuem uma alta percentagem de argila, localizam-se próximos ao litoral, e são limitados a oeste pelas áreas de colinas e a leste pelas planícies costeiras. Dificilmente os tabuleiros entram em contato com o mar, porém no trecho central da área estudada isso é observado.

A Planície Costeira é formada por praias, que são limitadas pelo mar e pelos tabuleiros costeiros. Trata-se de terrenos planos que têm sido alterados pela presença de dunas. Verifica-se ainda a presença de dunas sobrepostas aos tabuleiros (Silva, 2003).

Em termos geológicos, o município está inserido principalmente na área de abrangência da Formação Barreiras de maneira que a geologia da área é formada por materiais de origem sedimen-

tar. Nos tabuleiros ocorrem os sedimentos da Formação Barreiras, os quais consistem de camadas intercaladas de arenitos argilosos, argilitos, conglomerados e arenitos ferruginosos. As dunas, sobrepostas aos sedimentos da Formação Barreiras são formadas por areias finas quartzosas de origem eólica. Na planície costeira ocorrem praias arenosas. Ocorre ainda outro grupo de arenito que tem geometria linear. Esses arenitos são cimentados por carbonatos e ocorrem ao longo de alguns trechos da área de estudo, segundo um alinhamento aproximadamente paralelo à linha de costa, (Silva, 2003).

3 – PROCEDIMENTOS METODOLÓGICOS

As atividades desenvolvidas durante a elaboração deste trabalho foram agrupadas em cinco etapas: levantamento bibliográfico, levantamento de dados existentes sobre a região, trabalhos de campo, ensaios de laboratório e análise dos resultados. A metodologia adotada procurou atender os objetivos do trabalho, ou seja, identificar os processos atuantes e caracterizar os materiais que formam as falésias.

3.1 – Trabalhos prévios

A revisão bibliográfica consistiu na obtenção do embasamento teórico para o desenvolvimento da pesquisa e de dados já existentes sobre a área objeto do estudo. Foram identificados documentos cartográficos e mapas geológicos que serviram de apoio ao planejamento e execução dos trabalhos de campo e coleta de amostras.

Toda a documentação recolhida foi analisada e em seguida foram realizadas inspeções de reconhecimento. Após essa etapa, a área foi dividida em três trechos (Figura 2), conforme zoneamento morfológico proposto por Amaral (2001): Norte, Central e Sul. O trecho norte está compreendido entre a barra de Tibau do Sul e a Ponta do Madeiro possuindo orientação aproximadamente N-S. O trecho central inicia na Ponta do Madeiro e vai até a Pedra do Moleque, com orientação E-W. O trecho sul inicia na Pedra do Moleque e culmina na desembocadura do rio Catú ou Cibaúma, com orientação N-S.

3.2 – Identificação dos processos atuantes

Toda a área foi percorrida com o objetivo de mapear as feições que têm relação com o recuo das falésias. Essas observações foram feitas para cada trecho, identificado na Figura 2. As feições observadas foram: a presença de proteção do pé da falésia contra a erosão basal; os materiais que formam as encostas; a geometria do talude e a ocorrência de processos de instabilização nas escarpas.

Verificou-se a presença de proteção no pé da falésia da ação das ondas, seja pela presença de corpos de arenito, ou de bancos de areia. Nas faces das falésias foram identificados os materiais que formam o perfil da encosta, a presença de vegetação, a geometria do perfil e discontinuidades que pudessem caracterizar-se como planos de fraqueza para a ocorrência de movimentos de massas.

Os trabalhos de campo foram desenvolvidos em vários períodos com características pluviométricas distintas (estações chuvosas e secas) no sentido de identificar a influência das chuvas no processo de recuo das falésias. Procurou-se documentar em termos fotográficos e cartográficos a ocorrência de processos de instabilização dos taludes a partir da presença de detritos de quedas de materiais proveniente das partes superiores da escarpa, a partir de junho de 2000. Os trechos onde predominam a erosão basal foram identificados a partir da presença de incisões na base da falésia.

3.3 – Coleta de amostras

As campanhas de amostragem realizadas durante a etapa de trabalhos de campo foram conduzidas paralelamente às demais etapas. Consistiram na obtenção de amostras deformadas, para estu -

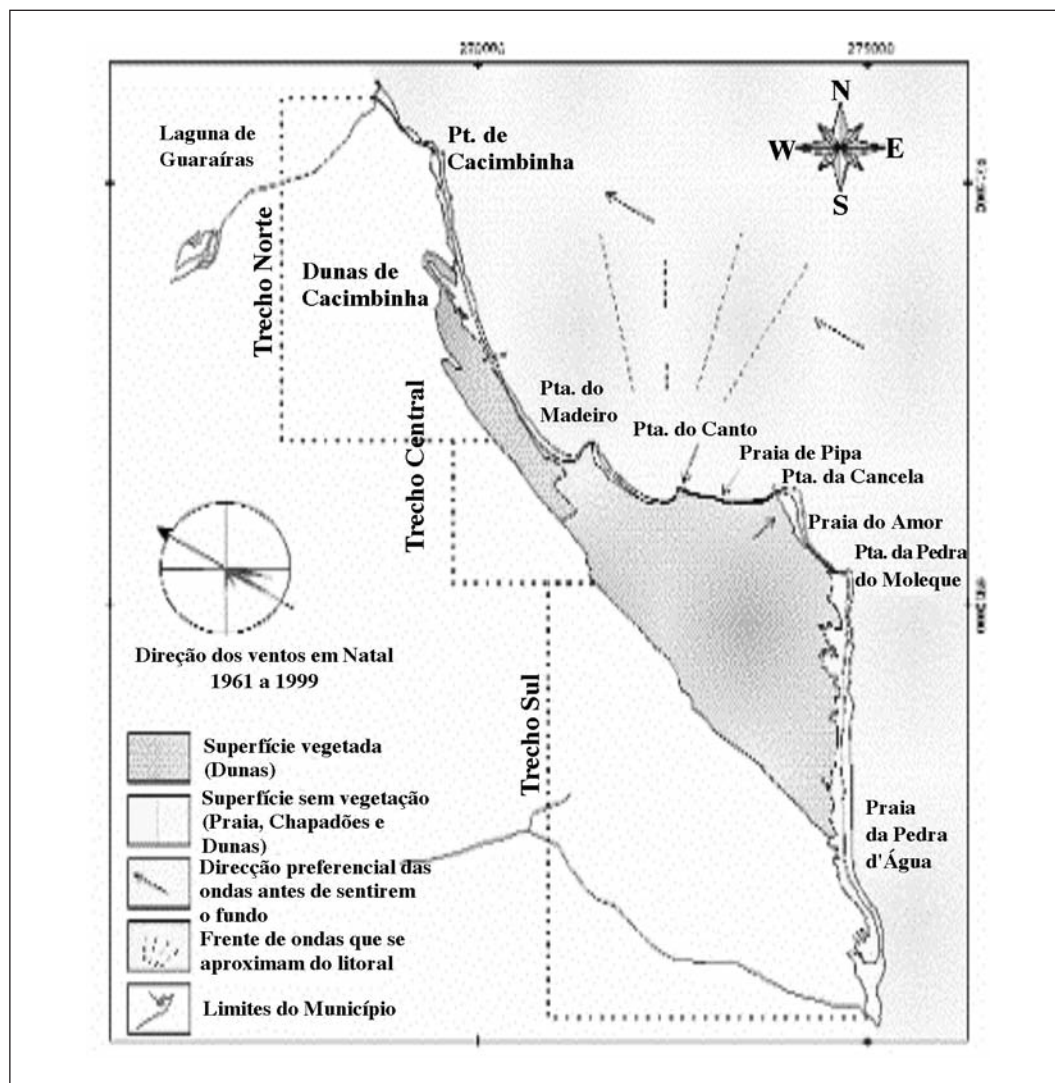


Fig. 2 – Zoneamento geomorfológico da área mapeada (Amaral, 2001).

do da caracterização, identificação e classificação dos solos e amostras indeformadas para o estudo das propriedades mecânicas dos solos (compressibilidade e resistência).

Durante as campanhas de amostragem foram realizadas várias inspeções preliminares com a finalidade primeira de definir os locais adequados e mais representativos à amostragem. As amostras deformadas, em campo, foram obtidas a partir do desgaste das encostas com a utilização de pás e picaretas. A técnica de amostragem indeformada adotada foi a de blocos indeformados, extraídos na base e na parte superior da falésia. Foram retirados blocos cúbicos com 30 cm de aresta.

Foram coletados 04 (quatro) blocos indeformados para o estudo das propriedades geotécnicas dos solos da Formação Barreiras. Um é representativo do material presente no topo da falésia, o segundo corresponde ao material da base. Na parte intermediária aparecem materiais fortemente cimentados com óxido de ferro, nos quais a retirada de amostras é muito difícil. Além disso, o acesso à meia encosta dificulta ainda mais a amostragem. Assim, foram retirados dois blocos de antigas

áreas de empréstimos distantes das falésias, porém pelo fato de pertencerem à mesma formação geológica (Formação Barreiras) e pelo aspecto visual observado, admite-se que sejam representativos do material das camadas intermediárias. As amostras foram identificadas como Topo - Falésia, Base - Falésia, Piau - RN 003 e BR - 101, em função da sua localização.

O bloco Topo - Falésia foi retirado na Ponta da Pedra do Moleque (Figura 2) e o bloco Base - Falésia foi retirado próximo a Ponta da Cacimbinha (Figura 2). O bloco BR - 101, foi retirado a margem da estrada na altura do km 131 - RN e o bloco Piau - RN 003 foi retirado à margem da estrada RN 003, na altura do km 8 na localidade de Piau-RN.

3.4 – Ensaios para a caracterização dos solos

Os ensaios de caracterização realizados foram aqueles rotineiramente empregados no meio geotécnico (limites de consistência; granulometria por peneiramento e sedimentação; e densidade dos sólidos) e os ensaios de imersão (“*crumb test*”). Os primeiros serviram para subsidiar o uso do Sistema Unificado de Classificação dos Solos, enquanto que os ensaios de imersão foram usados para avaliar a dispersividade do solo. Os ensaios de caracterização seguiram as recomendações estabelecidas pela Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT): NBR 6459/84 para o limite de liquidez; NBR 7180/84 para o limite de plasticidade; os ensaios de granulometria foram realizados de acordo com os procedimentos prescritos pela NBR 7181/84. A determinação da densidade real dos sólidos (Gs) foi realizada com base no método do picnômetro, conforme a NBR 6508/84.

Os ensaios de imersão foram realizados conforme descrito por Head (1985). Para cada corpo de prova, retirou-se um cubo de aresta de aproximadamente 8 cm. A partir do cubo era moldado um corpo de prova esférico, com diâmetro aproximado de 5 cm. Uma vez o corpo de prova preparado, pegava-se um bécher e colocava-se água em quantidade suficiente para cobrir toda a amostra, algo próximo de 600 ml. O passo seguinte foi inserir a amostra no bécher e em seguida anotar todas as observações realizadas. Durante as observações verifica-se a forma de desintegração do corpo de prova, o tempo decorrido e a dispersividade dos grãos do solo em meio aquoso com acréscimo da solução de hidróxido de sódio.

Conforme o tipo de desintegração, Head (1985) classifica os solos em quatro graus: grau 1 - não reagente, grau 2 - reação leve, grau 3 - reação moderada e grau 4 - reação forte. Os graus 1 e 2 indicam um solo não dispersivo e os graus 3 e 4 indicam um solo dispersivo.

Para os ensaios de imersão parcial do solo (capilaridade) foram utilizadas esferas de diâmetro igual a 5 cm moldadas como descrito acima. Preparado o corpo de prova, adicionou-se água no bécher em quantidade suficiente para cobrir a terça parte da altura da amostra, algo próximo de 200 ml. Em seguida inseriu-se a amostra no bécher e anotaram-se todas as observações realizadas. Durante as observações verificou-se a forma que a água avançava por capilaridade e o tempo decorrido para a mesma atingir diferentes alturas sobre a amostra.

3.5 – Ensaios para a obtenção das propriedades hidráulicas e mecânica dos solos

Foram realizados ensaios de permeabilidade com carga variável em amostras indeformadas com vistas à identificação das características de permeabilidade dos solos. O ensaio de permeabilidade em laboratório foi realizado como recomendado por Head (1985).

As propriedades mecânicas foram obtidas em ensaios de compressão não confinada e de cisalhamento direto. Os procedimentos empregados foram os indicados por Head (1985). Os ensaios de cisalhamento direto foram realizados em amostras na condição de umidade natural e na condição inundada. Esse procedimento visou à identificação do efeito da saturação sobre as propriedades de resistência do solo.

4 – RESULTADOS E ANÁLISES

Os resultados obtidos foram analisados e agrupados segundo os aspectos referentes aos processos de instabilização observados e suas causas, e segundo as propriedades geotécnicas dos solos que formam as falésias.

4.1 – Tipos de processos observados

Ao longo da área estudada e no decorrer do período de observação foram identificados dois conjuntos de processos, os continentais e os costeiros. Os primeiros consistem em processos que atuam em qualquer talude independentemente da sua proximidade da zona costeira e dependem das condições pluviométricas, da geometria do talude e presença de descontinuidades no maciço. O segundo se refere à ação do mar através das ondas e correntes atuando na base das falésias.

Os principais tipos de instabilização observadas relativamente à ação de processos continentais foram: a erosão pluvial, os escorregamentos, as quedas e os tombamentos de blocos. Todos os processos observados estiveram correlacionados a precipitações pluviométricas, uma vez que só ocorreram na estação chuvosa. Os processos costeiros resultam do ataque das águas do mar nos taludes que formam incisões no sopé das falésias.

4.1.1 – Erosão pluvial

O processo erosivo causado pela chuva tem como principal área de atuação as regiões de climas tropicais, onde os totais pluviométricos são maiores do que nas outras regiões do planeta. O fato das chuvas se concentrarem em certas estações do ano nessas regiões agrava ainda mais a erosão. Embora os solos tropicais estejam adaptados ao clima tropical (com chuvas intensas), quando estes estão desprovidos de cobertura vegetal, o processo erosivo se instala mais facilmente, devido às chuvas incidirem diretamente sobre a superfície do terreno.

A erosão pluvial começa no instante em que as primeiras gotas de chuva batem no solo. Tal momento é denominado de *splash* e pode resultar na ruptura dos agregados, selando o topo do solo e dando condições para formações de poças. A partir daí, a água começa a escoar na superfície, primeiramente em lençol, depois em fluxos lineares, evoluindo para microravinas, podendo formar cabeceiras, com algumas delas sofrendo bifurcação, formando novas ravinas (Figura 3). O aprofundamento das ravinas pode levar a formação de voçorocas. Estas se caracterizam por grande profundidade e formação de paredes laterais íngremes (Guerra *et al.*, 1999). Alguns trabalhos diferenciam ravinas de voçorocas pelo fato de nestas últimas a sua dinâmica apresentar contribuições da água subterrânea (IPT, 1991). Porém neste trabalho optou-se por utilizar a classificação geométrica proposta por Guerra *et al.* (1999), uma vez que nos processos observados nas ravinas de maior porte (voçorocas) a contribuição das águas subterrâneas ocorria apenas na estação chuvosa.

A ação do *splash*, conhecido por erosão por salpicamento (Guerra e Guerra, 1997), é o estágio mais inicial da erosão. O papel do *splash* varia não só com a resistência do solo ao impacto das gotas de chuva, mas também com a energia cinética presente nessas gotas.

A medida que os agregados são destruídos e a superfície do solo se torna selada, as crostas formadas passam a oferecer uma resistência maior à ação do *splash*, mas por outro lado ocorre um aumento do escoamento, que ao atingir altas velocidades destacam os sedimentos e transportam os mesmos dentro das ravinas.

A água acumulada nas depressões do terreno começa a escoar quando o solo está saturado e as poças estão no seu limite máximo. No início o escoamento é difuso, uma espécie de escoamento em lençol (*sheetflow*), também conhecido por fluxo laminar, o que provoca a erosão em lençol, ou erosão laminar. Com o passar do tempo, à medida que o fluxo aumenta encosta abaixo, a erosão fa-

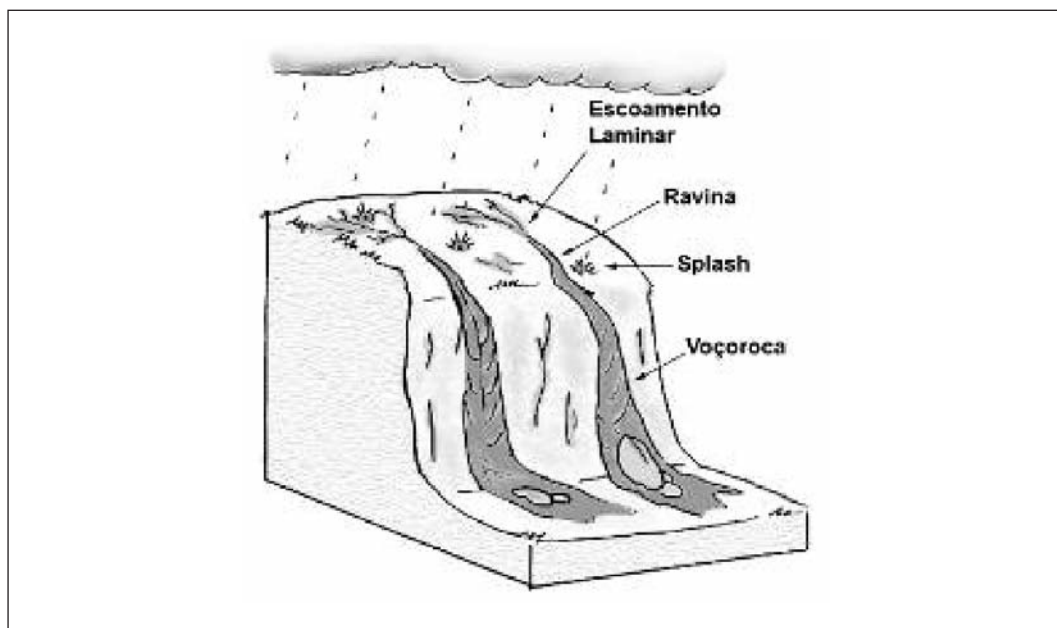


Fig. 3 – Erosão pluvial em encostas.

talmente irá começar a partir de uma distância crítica do topo da encosta. Uma pequena incisão no solo aparece neste estágio do processo erosivo, principalmente nas regiões onde o fluxo de água começa a se concentrar, dando origem às ravinas. Este é considerado o primeiro estágio do processo erosivo (Merritt, 1984).

A erosão pluvial é o processo mais freqüente observado na área. Ocorrem na forma de ravinas e voçorocas. Foram observadas erosões tanto no topo como na face das falésias. A sua ocorrência depende da área de contribuição do escoamento superficial, da granulometria do material, da inclinação do talude e do comprimento da trajetória da água no talude. A Figura 4 mostra alguns processos erosivos superficiais observados na área em estudo.

As erosões observadas estão associadas a existência de extensas áreas planas adjacentes às falésias e com leve inclinação em direção à crista do talude. Essas áreas recebem as águas de chuva que escoam superficialmente na direção do mar. No seu percurso formam sulcos no terreno que posteriormente se transformam em ravinas (Figura 4a) e eventualmente em voçorocas (Figura 4c). A implantação de rodovias próximas das falésias pode provocar a formação de ravinas associadas à saída de água dos dispositivos de drenagem (Figura 4b).

Processos erosivos superficiais também foram observados na face dos taludes. A Figura 5 mostra uma vista do início do trecho Norte. Nessa Figura pode-se observar a formação de ravinas provocadas pelo escoamento da água na face da falésia.

A erosão na face da falésia só foi observada em taludes com inclinação da ordem de 40° com a horizontal sem a presença de vegetação. Taludes com mesma inclinação, porém com presença de cobertura vegetal, assim como taludes mais íngremes não apresentaram problemas de erosão superficial na face da falésia. A cobertura vegetal protege o solo através de três fatores: impede o impacto direto das gotas de água, diminui a quantidade e a velocidade do escoamento superficial e reforça o solo através das raízes. Os taludes mais íngremes não apresentaram erosão pelo fato da água da chuva não atingir diretamente a face do talude, além de apresentarem menores áreas de captação e de comprimentos de rampa.



(a) Ravina no trecho norte



(b) Ravina provocada pela drenagem de rodovia adjacente a falésia



(c) Voçoroca no trecho sul

Fig. 4 – Fotos de processos erosivos na área estudada.



Fig. 5 – Foto de erosão superficial na face da falésia no trecho norte.

4.1.2 – Escorregamentos

Os escorregamentos se caracterizam pela formação de uma superfície de ruptura bem definida. Nesta ocorre concentração de deformações cisalhantes. A massa instável se desloca como um bloco ao longo da superfície de deslizamento. Podem ser rotacionais ou translacionais, dependendo da forma da superfície de ruptura (Figura 6).

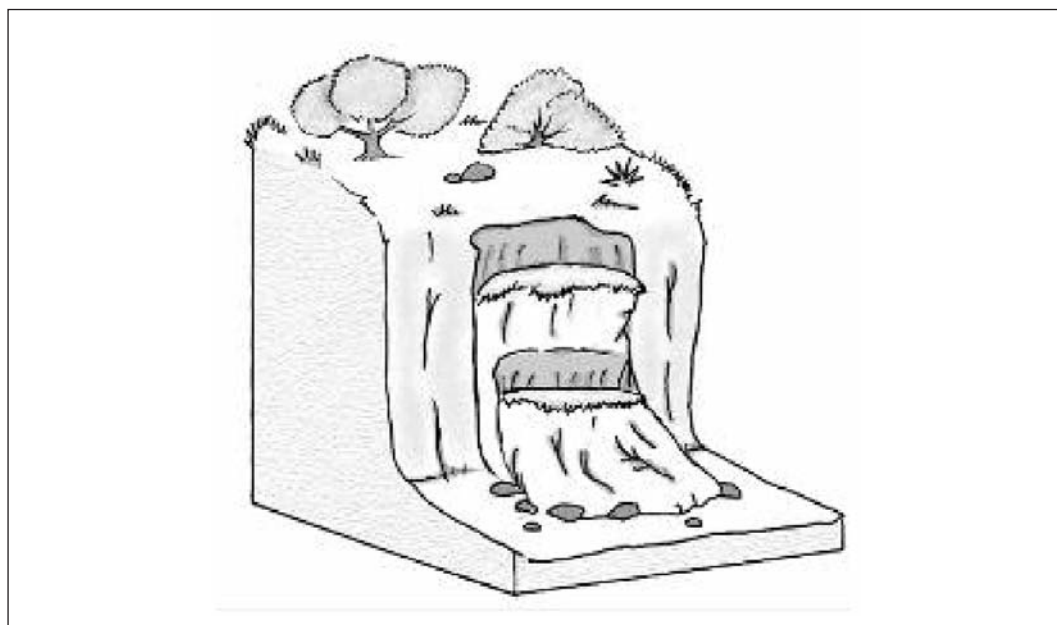


Fig. 6 – Escorregamentos.

Os escorregamentos de maior amplitude, embora não sejam muito frequentes na área, estão entre os movimentos que apresentaram consequências mais graves. A Figura 7 apresenta vistas de dois escorregamentos ocorridos na área estudada, após chuvas intensas.

O escorregamento da Figura 7a ocorreu no final do mês de Junho de 2000. No topo da falésia há um hotel com construções bem próximas a crista do talude, uma escada de acesso à praia e uma construção na parte inferior. A instabilização provocou danos na escadaria de acesso à praia e na construção na parte inferior da falésia.

A superfície de ruptura foi composta de duas partes: circular na parte superior e planar na inferior. De acordo com relato de pessoas que presenciaram o evento, teria ocorrido o primeiro escorregamento na parte inferior. A parte superior teria ficado sem sustentação e em seguida sofrido o deslizamento. No trecho da instabilização a falésia apresenta altura de 30 metros e inclinação de 50°. O talude era completamente revestido por vegetação.

O escorregamento mostrado na Figura 7b foi observado em Junho de 2004. A superfície de deslizamento era aproximadamente circular e atingiu a parte superior da falésia. No local do deslizamento a falésia tinha 40 metros de altura possuía vegetação apenas na parte superior. O perfil do talude era próximo da vertical na metade inferior e inclinação de 60° na parte superior. Não havia construções nas imediações e a superfície de escorregamento foi condicionada pela existência de fraturas verticais (fendas de tração) na parte superior do material que forma a falésia.

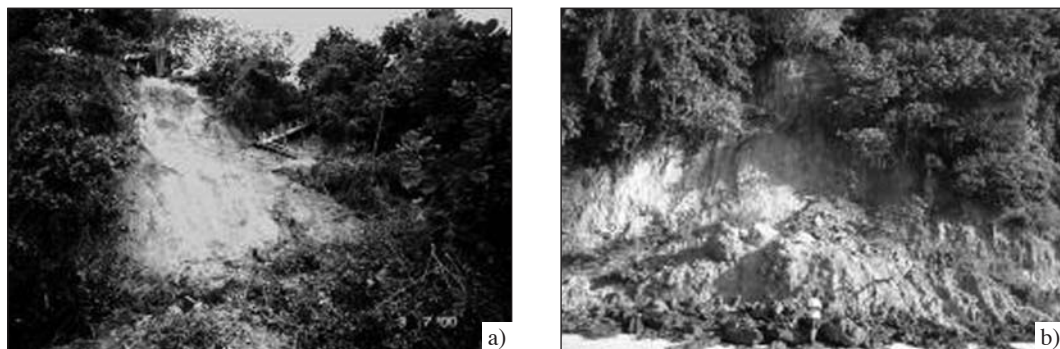


Fig. 7 – Fotos de escorregamentos no trecho central da área estudada.

4.1.3 – Quedas e tombamentos

Nas quedas, o material se destaca da encosta e se movimenta em queda livre. Comumente, os movimentos são muito rápidos e podem ou não ser precedidos por movimentos menores que levam à separação progressiva do seu local de origem. Durante o percurso da queda, o material pode atingir outros pontos da encosta deflagrando novas quedas.

Nos tombamentos, o material instável gira em torno de um ponto na sua base. Atuam no sentido de desestabilização a força da gravidade e as pressões de fluido que preenchem as descontinuidades. As quedas e os tombamentos de materiais normalmente estão associados a encostas íngremes, rochosas e com padrão de fraturamento que proporcione a compartimentação do maciço na forma de blocos (Figura 8).

A Figura 9 mostra alguns exemplos desse tipo de movimento de massas. As quedas e os tombamentos foram observados em falésias íngremes, associadas com a presença de fraturas que compartimentavam o maciço em vários blocos e lascas. As instabilizações ocorrem com mais frequência no período chuvoso, no entanto já ocorreram alguns movimentos nos períodos de seca.

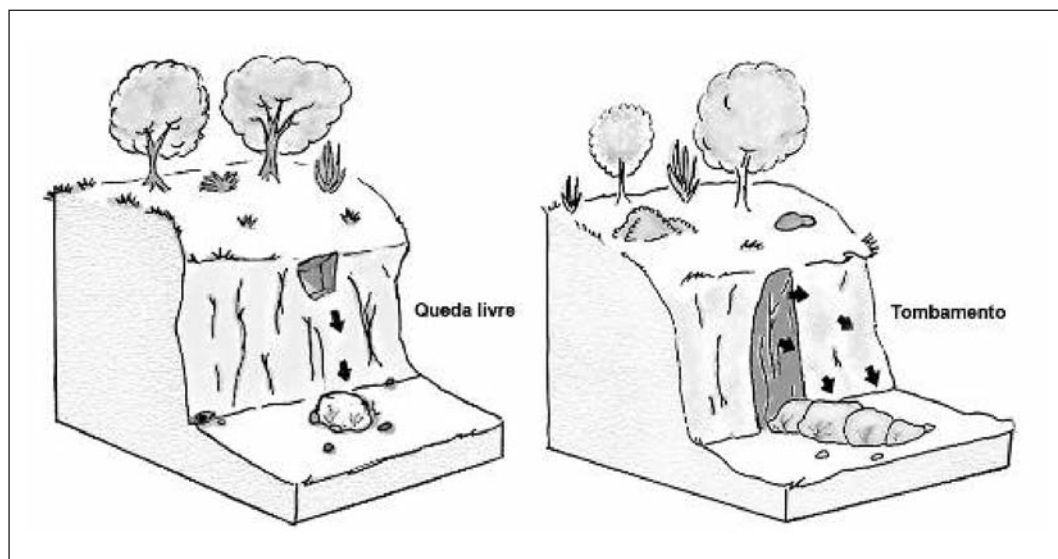


Fig. 8 – Quedas e tombamentos de blocos.

4.1.4 – Ação do mar na base da falésia

A erosão marinha no pé de taludes costeiros provoca escavações na área atingida (Figura 10). A escavação aumenta a inclinação da base da encosta, formando taludes negativos, o que pode provocar movimento de massas de segmentos inteiros do talude. Este material depositado na base pode ser removido pela ação das ondas, contribuindo no balanço sedimentar. Esse processo é regulado pelo balanço entre as forças hidrodinâmicas (ondas e marés) e pela proteção proporcionada pela faixa de praia à base da encosta. Os fatores relativos à encosta são formados pela geologia, comportamento geotécnico, hidrologia e a geometria do perfil (Silva, 2003). Na área em estudo foram identificados vários pontos onde há a formação de incisões na base da falésia. Essa situação foi mais frequente no trecho central (Figura 10b).

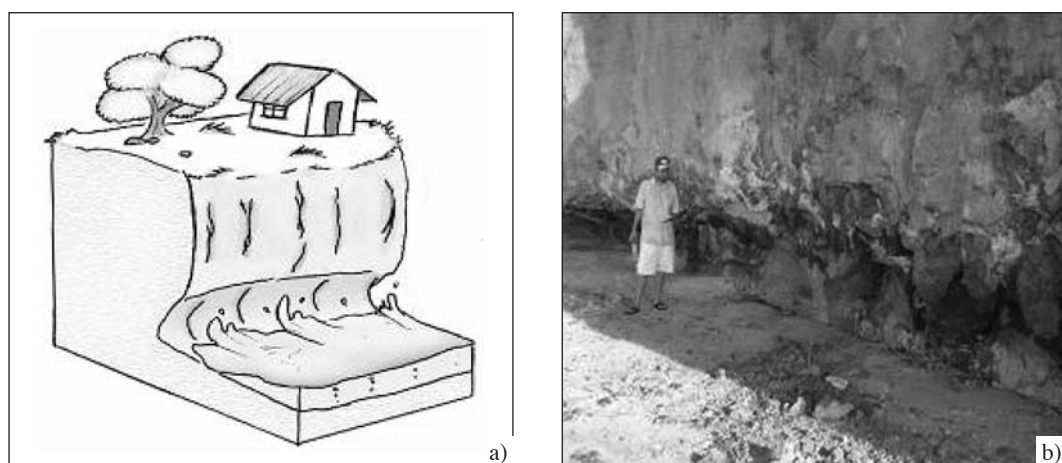


Fig. 10 – Fotos de incisões na base da falésia formadas pela ação das ondas.



(a) Acúmulo de material na base da falésia proveniente de quedas



(b) Bloco destacado na iminência de tombar



(c) Bloco tombado

Fig. 9 – Fotos de quedas e tombamentos de materiais das falésias.

4.2 – Propriedades geotécnicas dos solos que formam as falésias

4.2.1 – Caracterização do material

O material que forma as falésias pertence à Formação Barreiras. Esta consiste de camadas de arenitos argilosos com diversos teores de silte e argila, siltitos e argilitos. Algumas camadas são fortemente cimentadas com óxido de ferro, o que lhe confere uma coloração escura. A maior parte do material é escavável com equipamentos manuais, exceto as camadas com cimentação ferruginosa mais intensa.

O bloco denominado Topo – Falésia apresenta coloração avermelhada, bastante homogêneo, sem fissuras e com incrustações de grãos de quartzo, de granulometria variada. O bloco Base – Falésia é de coloração esbranquiçada, apresentando nódulos vermelhos, sem fissuras. Este tem uma grande resistência ao destorroamento. O bloco Piau – RN 003 é bastante heterogêneo com coloração variegada, indo do amarelo ao vermelho escuro, passando por tons de marrom, apresentando fissuras variadas. Este se caracteriza pelo fácil destorroamento e por possuir nódulos de cimentação, com óxido de ferro, de cor roxa, de grande resistência. Finalmente o bloco BR – 101 apresenta coloração variegada, com vários tons de marrom e com menor presença de fissuras e, por consequência, uma maior resistência ao destorroamento quando comparado ao bloco Piau - RN 003. O Quadro 1 apresenta os resultados dos ensaios de caracterização e a classificação obtida pelo Sistema Unificado de Classificação dos Solos.

Quadro 1 – Resultado dos ensaios de caracterização e classificação dos solos (ISSMFE).

Amostra	Ped.(%)	Areia (%)	Silte (%)	Argila (%)	LL	IP	Gs
Topo - Falésia	0,0	37,5	18,5	44,0	28,8	7,3	2,66
Base - Falésia	0,0	63,0	2,5	34,5	31,5	16,3	2,61
Piau - RN 003	2,6	25,4	10,2	61,8	30,1	6,3	2,67
BR - 101	0,7	54,8	4,5	40,0	37,0	18,6	2,64

Ped. = Pedregulho ($\Phi > 2,0\text{mm}$); Areia ($0,06 < \Phi < 2,0\text{mm}$); Silte ($0,002 < \Phi < 0,06\text{mm}$); Argila ($\Phi < 0,002\text{mm}$);

Gs = densidade dos sólidos; Φ = diâmetro das partículas.

Os solos das amostras indeformadas consistem de argilas de baixa plasticidade (CL) de acordo com o Sistema Unificado de Classificação dos Solos (SUCS), pois todos apresentaram porcentagem passando na peneira N° 200 ($\Phi = 0,075\text{ mm}$) entre 55,0 e 68,0%.

Os solos apresentam baixa atividade da fração argilosa, o que é compatível com as análises mineralógicas realizada por Chaves (1979) que encontrou na fração fina do solo o argilomineral caulinita, da subclasse dos filossilicatos e ainda, os não-silicatos, goetita e hematita.

4.2.2 – Resultados da imersão total do solo (*crumb test*)

Foram realizados doze ensaios para verificar a dispersão do solo, onde cinco, foram com amostras provenientes do topo das falésias, cinco com amostras oriundas da base e mais duas com material proveniente da BR 101. Tanto o material da base quanto o do topo rapidamente passavam a liberar partículas de solo.

O material proveniente da base praticamente se desintegrou e isso se deu em menos de cinco minutos. As amostras que possuem uma grande quantidade de nódulos avermelhados apresentam uma característica interessante: a parte mais clara da amostra se solta primeiro e isto ocorre na

forma de escamas ou pastilhas. Já o material mais avermelhado se solta em partículas com velocidade bem inferior. Após 24 horas em repouso, o material mais claro fica quase que totalmente desagregado. Já o mais avermelhado ainda apresenta-se de forma aglutinada. A dispersividade deste material pode ser considerada pequena, embora deixe a água um pouco turva e forme um anel na superfície do líquido. O material mais claro é o maior contribuinte para a formação do anel.

O material proveniente do topo possui uma tonalidade avermelhada e oferece, em relação ao material da base, uma grande resistência à liberação das partículas quando imerso. À medida que as bolhas vão surgindo neste material, os espaços vazios vão sendo preenchidos e as fissuras (fraturas) tornam-se bastante visíveis.

A perda por imersão do material do topo se dá através de escorregamentos ou quedas e o material se solta em placas. Mesmo após 24 horas o material permanece praticamente intacto, exceto em casos onde a amostra encontrava-se fortemente fraturada e com plano de ruptura pré-definido. Até mesmo o material oriundo do movimento de massa permanece com sua estrutura preservada, ou seja, na forma de pequenos blocos.

Em uma das amostras da BR 101 a esfera moldada apresentava uma fissura natural, verificou-se que cinco minutos após o início do Crumb test, com a amostra já saturada, houve uma expansão da fissura devido ao aumento da poro-pressão.

Aos 15 minutos, verificou-se o desprendimento de um bloco da região fissurada de aproximadamente 1cm³. Aos 55 minutos verificou-se a ruptura completa do local fissurado na esfera, o que equivale a aproximadamente 1/5 da esfera. Foi observado que não ocorreu a presença de materiais em suspensão; ao se adicionar Hidróxido de Sódio no bécher. Observou-se que na presença do mesmo houve desprendimento de partículas finas no bloco, elevando a turbidez da água.

Em resumo, verificou-se que o material da base apresenta forte reação, sendo considerado de grau 4, caracterizando um solo dispersivo, enquanto o solo do topo e da BR 101 apresentaram uma reação muito suave, de grau 2, caracterizando um solo não-dispersivo.

4.2.3 – Resultados da imersão parcial dos solos (capilaridade)

Ao todo, foram realizados quatro ensaios de imersão parcial (capilaridade), com amostras provenientes dos blocos indeformados, com comportamento muito semelhante. Com a submersão de 1,0 cm da esfera de 5 cm de diâmetro; a água começava a se deslocar em sentido ascendente no corpo de prova. Após 2 minutos foi verificado que havia uma cinta de ascensão de água de aproximadamente 1,0 cm acima do nível da água. Em um dos blocos havia uma fissura proveniente de seu estado natural. Foi observado que na região da fissura a velocidade de ascensão da água foi visivelmente maior.

Após 5 minutos, a cinta de saturação se elevou mais 0,5 cm. Toda a região fissurada apresentou sinais de umedecimento. Entre 10 e 25 minutos a saturação da esfera permaneceu avançando lentamente em direção ao centro da mesma. A cinta de saturação horizontal continuou elevando-se gradualmente.

Após 20 minutos, na amostra da BR 101, a região da amostra acima da parte fissurada apresenta sinais de umedecimento. Decorridos 40 minutos os sinais de umedecimento permaneceram avançando rumo ao topo da esfera. Decorridos 50 minutos os sinais de umedecimento tomaram praticamente toda a esfera (95%), e após 60 minutos todas as esferas ficaram completamente tomadas por sinais de umedecimento.

4.2.4 – Resultados dos ensaios de permeabilidade

Foram realizados quatro ensaios de permeabilidade em laboratório com solos da Formação Barreiras. Os resultados obtidos são apresentados no Quadro 2, onde se indicam a localização das amostras, o coeficiente de permeabilidade, o índice de plasticidade e o tipo de solo conforme o SUCS.

Quadro 2 – Resultados dos ensaios de permeabilidade.

Amostra	k (m/s)	% de argila	IP (%)	Classificação (SUCS)
Topo-Falésia	$6,3 \times 10^{-6}$	44,0	7,3	CL
Base - Falésia	$8,2 \times 10^{-9}$	34,5	16,3	CL
Piau – RN 003	$6,5 \times 10^{-5}$	61,8	6,3	CL
BR - 101	$1,5 \times 10^{-8}$	40,0	18,6	CL

A análise do Quadro 2 mostra que os coeficientes de permeabilidade variam sensivelmente. A amostra de Piau – RN 003 apresentou resultado atípico em se tratando de solos argilosos. Na análise granulométrica verificou-se que esse solo possui 61,8% de argila e apresentou elevada permeabilidade. Essa característica pode ser atribuída à existência de microfissuras observadas no interior do solo, microestrutura e agregação por laterização.

De todas as amostras, observou-se que no topo o material é mais permeável que na base, o que deve facilitar a sua saturação por infiltração. De maneira geral, os solos com índices de plasticidade mais elevados apresentam menores coeficientes de permeabilidade.

Esses resultados evidenciam que a falésia é formada por camadas com permeabilidade bastante diferentes. Assim, o sistema de fluxo interno nas falésias é condicionado pela disposição relativa das camadas e pela presença de fissuras nos solos.

4.2.5 – Resultados dos ensaios de cisalhamento direto

Com vistas a se obter os parâmetros de resistência dos solos da Formação Barreiras, coesão e ângulo de atrito, foram realizados os ensaios de cisalhamento direto. Os ensaios foram realizados nas condições naturais (amostras com teor de umidade existente no momento da coleta) e no estado inundado com o objetivo de analisar o efeito da perda de sucção nos parâmetros de resistência do solo.

Os resultados obtidos nos ensaios de cisalhamento direto estão apresentados no Quadro 3. A análise dos dados indica que a inundação das amostras provoca redução na coesão e quase não afeta o ângulo de atrito. A maior perda de coesão ocorreu na amostra da base da falésia onde a coesão da amostra inundada corresponde a 11,8% da coesão do solo na umidade natural. O solo que apresentou menor redução na coesão foi o da BR 101 cuja coesão no estado inundado corresponde a 42,3%

Quadro 3 – Resultados dos ensaios de cisalhamento direto.

Amostra	Condição	Coesão (kPa)	Ângulo de atrito ϕ (°)
Topo - Falésia	Natural	233.0	28
	Inundada	50.6	28
Base - Falésia	Natural	384.1	28
	Inundada	45.4	27
Piau – RN 003	Natural	396.6	32
	Inundada	95.5	30
BR - 101	Natural	259.3	27
	Inundada	109.7	26

da coesão no estado natural. A menor redução na amostra da BR 101 provavelmente reside no fato da amostra apresentar maior teor de cimentação entre as partículas.

4.3 – Discussão dos resultados obtidos

Ao longo da área estudada foram observados três perfís tipo (Figuras 11 a 13). O primeiro é um talude vertical ao longo de toda a altura da falésia (Figura 11). O segundo apresenta a parte inferior vertical e a parte superior com inclinação em torno de 45° a 60° (Figura 12). O terceiro apresenta-se inclinado a partir da base da encosta, formando um ângulo em torno de 40° a 50° com a horizontal (Figura 13).

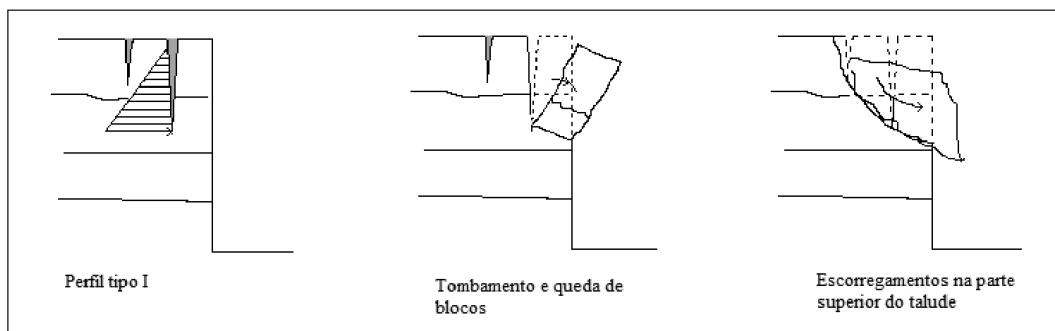


Fig. 11 – Perfil Tipo I.

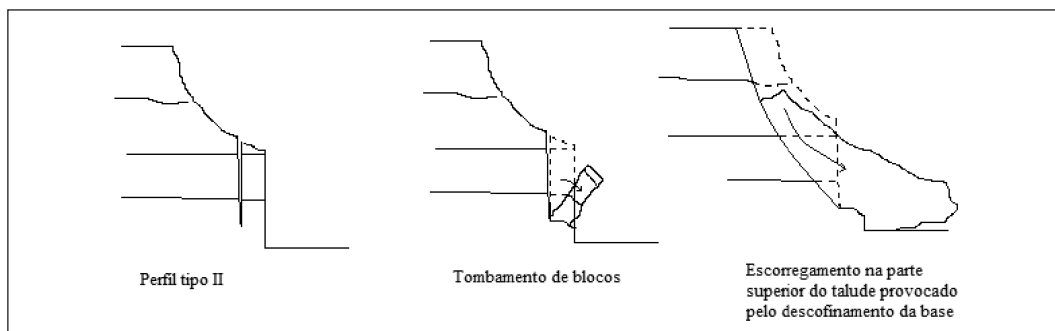


Fig. 12 – Perfil Tipo II.

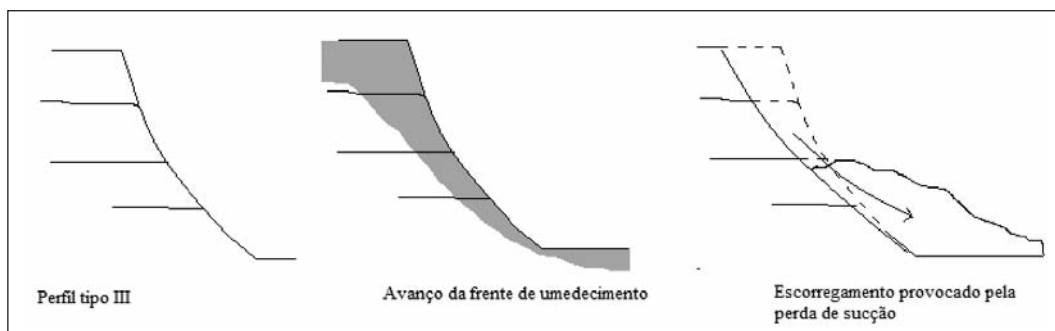


Fig. 13 – Perfil Tipo III.

O Perfil Tipo I mostrado na Figura 11 apresenta elevada susceptibilidade à ocorrência de quedas e tombamentos de materiais. Os taludes verticais também estão susceptíveis a escorregamentos na parte superior da encosta. O Perfil Tipo II, representado na Figura 12 é susceptível a ocorrência de quedas e tombamentos do material da parte inferior pelo fato de possuir talude vertical nesse setor. A parte superior pode sofrer escorregamentos pela falta de confinamento na base do talude e erosão na face inclinada superior. O Perfil Tipo III (Figura 13) apresenta-se mais estável, no entanto podem sofrer escorregamentos e erosão na face do talude. As discontinuidades no maciço provenientes de planos de estratificação, falhas, fraturas e contatos geológicos mergulhando em direção ao talude também se constituem em fatores importantes, uma vez que as rupturas de maciços são condicionadas por tais discontinuidades. Juntas de alívio de tensões subverticais paralelas à crista da encosta tornam-na susceptível a sofrer quedas, tombamentos e escorregamentos. Isso ocorre principalmente associado à pressão exercida pela água que preenche a junta e atua no sentido de expulsar o bloco do talude.

Os escorregamentos superficiais podem ser induzidos pela perda de resistência do solo devido ao aumento do teor de umidade, conforme evidenciado pelos resultados dos ensaios de cisalhamento direto. À medida que a frente de umedecimento avança no solo, ocorre a diminuição da sucção e, por conseguinte o decréscimo da coesão. Assim, taludes que permaneciam estáveis com baixo teor de umidade podem romper após um longo período de chuva. Embora a redução da coesão seja comum na maioria dos solos, durante o umedecimento, observou-se que para algumas amostras estudadas o decréscimo da coesão foi da ordem de 80%, quando inundadas, fato esse que pode ser significativo para diminuição da estabilidade das falésias da Formação Barreiras.

Esses escorregamentos estão de acordo com o mecanismo observado nas encostas de solos não saturadas da cidade de Salvador por Menezes e Campos (1992) e por Anjos e Carvalho (1997) nas encostas da Formação Barreiras na cidade de Maceió. Esse mecanismo permite explicar o fato de ocorrerem com maior frequência rupturas em taludes com inclinações menores que outros mais íngremes. O fato é que os taludes mais íngremes favorecem o escoamento superficial, enquanto que nos outros ocorre infiltração. Assim, nos taludes mais íngremes são mantidos os efeitos estabilizantes da sucção (Santos Jr., 2005).

A condição da estabilidade das falésias é agravada quando a água do mar atinge a sua base. Nesses casos, pode ocorrer a formação de incisões no sopé da encosta e levar ao solapamento das camadas superiores. A ação do mar favorece de forma expressiva a ocorrência de movimentos dos tipos quedas, tombamentos e escorregamentos de maiores proporções.

De acordo com os resultados dos ensaios de imersão (*crumb test*), o material da base da falésia foi considerado dispersivo, ou seja, quando em contato com a água se desintegra. Esse aspecto é corroborado pelos resultados obtidos nos ensaios de cisalhamento direto. Dentre as amostras estudadas, o solo proveniente da base da falésia foi o que apresentou a maior perda de resistência durante a inundação da amostra. Os resultados dos ensaios explicam porque é comum a formação de incisões basais nos trechos de falésias aonde a água do mar chega até o pé do talude.

5 – CONSIDERAÇÕES FINAIS

O trabalho apresentou o resultado de uma pesquisa a respeito da observação dos mecanismos de ruptura de falésias no Estado do Rio Grande do Norte, Brasil. Foi possível verificar que os taludes da área objeto da análise sofrem instabilizações associados a ocorrência de chuvas e a ação do mar na base da falésia. Ensaio de cisalhamento direto evidenciaram que de fato o solo sofre redução da coesão com o aumento do teor de umidade devido à perda de sucção, enquanto que o ângulo de atrito permanece praticamente inalterado. Taludes verticais apresentam queda de blocos, tombamentos e escorregamentos do material existente na parte superior da encosta. Taludes com inclina-

ção variando de 40° a 60° apresentam erosão superficial e podem sofrer escorregamentos. A ação do mar na base da encosta, através do ataque das ondas e correntes, forma uma incisão no sopé, o que a torna mais instável. Esta ação é facilitada pelo fato de que o solo na base da falésia é dispersivo, conforme mostrado pelos ensaios de imersão.

6 – AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem ao CNPq – Conselho Nacional de Pesquisa (Brasil) pelo apoio financeiro através do Processo 478253/2003-6. Agradecem ainda a CAPES pela bolsa de Pós –Doutorado dos autores Ada C. Scudelari e Olavo F. Santos Jr., Processos BEX 2563/06-1 e BEX 0522/06-6 respectivamente.

7 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ABNT NBR 7181 (1984). *Análise Granulométrica*. Associação Brasileira de Normas Técnicas. Rio de Janeiro.
- ABNT NBR 6459 (1984). *Determinação do Limite de Liquidez*. Associação Brasileira de Normas Técnicas. Rio de Janeiro.
- ABNT NBR 7180 (1984). Solo – *Determinação do Limite de Plasticidade*. Associação Brasileira de Normas Técnicas. Rio de Janeiro.
- ABNT NBR 6508 (1984). Grãos de Solos que Passam na Peneira de 4,8mm – Determinação da Massa Específica. Associação Brasileira de Normas Técnicas. Rio de Janeiro.
- Amaral, R.F. (2001). A Dinâmica Ambiental e o Problema da Erosão na Zona Costeira do Município de Tibau do Sul. IDEMA, Relatório Interno. 45p.
- Amaral, R.F. (2000). Contribuição ao Estudo da Evolução Morfodinâmica do Litoral Oriental Sul do Rio Grande do Norte, Entre Ponta de Búzios e Baía Formosa. Tese (Doutorado em Geociências) Instituto de Geociências – UFRGS, Porto Alegre.
- Amaral, R. F.; Medeiros Júnior, E.; Santos Júnior, O. F. dos; Mendonça, F. J. B. (1997). A Utilização de Fotografias Aéreas de Pequeno Formato No Monitoramento da Falésia de Tabatinga, No Litoral do Rio Grande do Norte. Congresso e Feira Para Usuários de Geoprocessamento. In: CONGRESSO E FEIRA PARA USUÁRIOS DE GEOPROCESSAMENTO, 3. Congresso e Feira para Usuários de Geoprocessamento, CD-Rom. Sagres Editora. Curitiba.
- Anjos, C. A. M.; Carvalho, J. B. Q. (1997). *Análise da estabilidade de encostas em Maceió, Brasil*. Anais 2ª Conferência Brasileira sobre Estabilidade de Encostas – II PSL/COBRAE, ABMS/ABGE/ISSMGE, Rio de Janeiro, v. 1, p. 593-599.
- Budetta, P.; Galietta, G.; Santo, A. (2000). A methodology for of the relation between coastal cliff erosion and the mechanical strength of soils and rock masses. *Engineering Geology*, v. 56, p. 243-256.
- Braga, K.G. (2005). *Uso do Checklist na Identificação dos Processos Erosivos*. Dissertação (Mestrado em Engenharia Sanitária) - UFRN, Natal.
- Bray, M. J.; Hooke, J. M. (1997). *Prediction of Soft-cliff Retreat with Accelerating Sea-level Rise*. *Journal of Coastal Research*, Fort Lauderdale (Florida), v. 13, n. 2, p.453-467.

- Chaves, L. F. M. (1979). Propriedades Químicas e Mineralógicas de Três Solos Vermelhos Tropicais do Estado do Rio Grande do Norte. Dissertação (Mestrado em Ciências) - UFPB, Campina Grande.
- Diniz, R. F. (2002). A Erosão Costeira ao Longo do Litoral Oriental do Rio Grande do Norte: Causas, Consequências e Influência nos Processos de Uso e Ocupação da Região Costeira. Tese (Doutorado em Geociências) Instituto de Geociências – UFBA, Salvador.
- Duperret, A.; Genter, A.; Mortimore, R.N.; Delacourt, B.; De Pomerai, M. R. (2002). *Coastal Rock Cliff Erosion by Collapse at Puys, France: The Role of Impervious Marl Seams within Chalk of NW Europe*. Journal of Coastal Research, West Palm Beach (Florida), v. 18, n. 1, p. 52-61.
- Guerra, A. T.; Guerra, A. J. T. (1997). *Novo Dicionário Geológico-Geomorfológico*. Rio de Janeiro. Ed. Bertrand Brasil. 652p.
- Guerra, A. J. T.; Silva, A. S.; Botelho, R. G. M. (1999). *Erosão e conservação dos solos: conceitos, temas e aplicações*. Rio de Janeiro: Bertrand Brasil.
- Head, K.H. (1985). *Manual of Soil Laboratory Testing*. v.1, 2. London: Pentech Pres.
- Hutchinson, J. N.; Chandler, M. P.; Bromhead, E. N. (1981). *Cliff recession on the Isle of Wight, SW coast*. In: International Conference of the Soil Mechanics and Foundation Engineering, 10., Stockholm. Proceedings. vol. 1, pp. 429-434.
- IPT – Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo. (1991). *Manual de Ocupação de Encostas*. Márcio Angeliere Cunha (coordenador). IPT, São Paulo.
- Lizarraga–Arciniega, R.; Fischer, D.W. (1998). *Coastal Erosion Along the Todos Santos Bay, Ensenada, Baja California, Mexico: An Overview*. Journal of Coastal Research, Royal Palm Beach (Florida), v. 14, n. 4, p.1231-1241.
- Menezes, M. S. S.; Campos, L. E. P. (1992). *Estabilização de taludes em solos residuais tropicais*. Anais 1ª Conferência Brasileira Sobre Estabilidade de Encostas – 1ª COBRAE, ABMS/ABGE, Rio de Janeiro, v. 1., p. 101-109.
- Merritt, E. K. (1984). *The identification of four stages during micro-rill development*. Earth Surface Processes and Landforms, 9, 493-496.
- Santos Júnior, O. F. dos (2005). *Estabilidade de encostas e erosão*. In: Geotecnia do Nordeste. 1ª ed. Recife: Editora Universitária da UFPE, v. 1, p. 181-203.
- Santos Júnior, O. F.; Amaral, R. F.; Scudelari, A. C. (2004). Geotechnical Properties of Tertiary Sediments and Failure Mechanism of a Sea Cliff in the State of Rio Grande do Norte, North East Brazil. IX ISL, v. 1, p. 729-733.
- Scudelari, A. C. ; Santos Junior, O. F. dos ; Amaral, R. F. ; Freire, L. C. da S. (2003). *Zoneamento De Áreas Susceptíveis À Ocorrência De Processos Erosivos Costeiros Em Barra Do Cunhaú*. In: II Congresso Sobre Planejamento e Gestão da Zona Costeira dos Países de Expressão Portuguesa. II Congresso Sobre Planejamento e Gestão da Zona Costeira dos Países de Expressão Portuguesa. v. 1. Recife. p. 1-10.
- Severo, R. N. F. (2005). *Análise da estabilidade das falésias entre Tibau do Sul e Pipa – RN*. Dissertação (Mestrado em Engenharia Sanitária) – UFRN, Natal.
- Silva, W. de S. (2003). Estudo da Dinâmica Superficial e Geotécnico das Falésias do Município de Tibau do Sul – Litoral Oriental do RN. Dissertação (Mestrado em Engenharia Sanitária) – UFRN, Natal.

AVALIAÇÃO DA SUSCEPTIBILIDADE E DELIMITAÇÃO DE ÁREAS DE RISCO AO ESCORREGAMENTO EM ENCOSTAS DO SÍTIO URBANO DO MUNICÍPIO DE ILHÉUS-BA, BRASIL

**Evaluation of Landslides Susceptibility and Risk Areas Delimitation
of Urban Area in Ilhéus City, Bahia, Brazil**

Ronaldo Lima Gomes*

Gustavo Barreto Franco**

Niel Nascimento Teixeira***

Agna Almeida Menezes****

RESUMO – Este trabalho foi concebido no sentido de desenvolver estudos destinados a compreensão dos fatores condicionantes do perigo ao escorregamento e consequentemente o entendimento dos problemas de estabilidade de encostas, tendo em vista à determinação da distribuição espacial das classes de susceptibilidade e de áreas de risco no sítio urbano de Ilhéus. Para tanto, a metodologia adotada contempla a execução de produtos cartográficos na escala 1:10.000, como a carta geológico-geotécnica, de formas de relevo, de manifestações de escorregamento, de uso e ocupação e de susceptibilidade ao escorregamento. Estes dados foram úteis para delimitação de 44 áreas consideradas de risco, cada uma delas caracterizadas a partir da utilização de informações preexistentes que contemplam dados sócio-econômicos e de infra-estrutura urbana. Os dados e informações foram sistematizados e armazenados em meio digital utilizando-se a tecnologia de Sistemas de Informações Geográficas.

SYNOPSIS – This work has the objective of identifying and analysing the problems of slopes instability in the urban area of Ilhéus city, Bahia State (Brazil) and, consequently, determines the spatial distribution of classes of susceptibility and risk areas in the urban site. The methodology includes the implementation of 1:10,000 scale mapping products, such as geological and geotechnical chart, relief forms, landslides occurrences, land use and landslides susceptibility mapping. These data were useful for delineation of 44 areas considered at risk, each one characterized by the use of background information that includes socio-economic data and urban infrastructure. Data and information were organized and stored in digital media using the technology of Geographical Information Systems.

PALAVRAS CHAVE – Risco Geológico, Susceptibilidade, Escorregamentos, Planejamento Urbano.

* Professor Adjunto, Departamento de Ciências Agrárias e Ambientais, Universidade Estadual de Santa Cruz. e-mail: rlgomes@uesc.br

** Doutorando, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Viçosa.
e-mail: gustavopraia@yahoo.com.br

*** Professor Adjunto, Departamento de Ciências Agrárias e Ambientais, Universidade Estadual de Santa Cruz. e-mail: nielnt@yahoo.com.br

**** Professora Adjunta, Departamento de Ciências Agrárias e Ambientais, Universidade Estadual de Santa Cruz.
e-mail: agna@uesc.br

1 – INTRODUÇÃO

O Município de Ilhéus localiza-se na região sul do Estado da Bahia e possui atualmente cerca de 220.000 habitantes, sendo que destes 70% habitam a zona urbana. A cidade tornou-se conhecida no cenário nacional devido ao cultivo e comercialização do cacau, que teve apogeu na década de 1980. Após este período, a crise que se instalou neste setor, resultante de mudanças no cenário mundial da produção de cacau, provocou intenso desequilíbrio social em função da carência de trabalho associado às lavouras da zona rural. Desta forma, houve uma migração de habitantes da zona rural para a zona urbana do município na procura de novas oportunidades. Tal fato potencializou o aparecimento de inúmeras áreas de ocupações subnormais, a exemplo de áreas de manguezais, já que a cidade de Ilhéus localiza-se em área litorânea, mais precisamente associada a zona de estuário do Rio Cachoeira (Figura 1); e áreas de encostas, visto que o substrato granulítico e seu espesso manto de alteração formam modelados de morros e colinas (Figura 2) com cotas que podem atingir 80m. Neste contexto, tal como o que vem ocorrendo em outras cidades do Brasil, a exemplo de Salvador, Rio de Janeiro, Recife, Belo Horizonte, dentre outras, as áreas de encostas vem sendo densamente ocupadas, e com o agravante de que as tipologias habitacionais encontradas tendem, cada vez mais, a verticalização, sendo facilmente observadas estruturas prediais de 2 a 3 pavimentos.

De forma geral, o principal fator desencadeante de escorregamentos em encostas quase sempre é a de chuvas prolongadas e de grande intensidade. A água é um dos agentes responsáveis pelos inúmeros processos de instabilização de encostas, seja através de precipitações pluviométricas diretamente sobre o talude ou como consequência da elevação do lençol freático (Guidicini, 1976; Varnes, 1985; Ayala, 1987; ABGE, 1995). No entanto, fatores diretamente associados à ocupação humana são considerados agentes predisponentes, tais como: ausência de drenagem pluvial da área, lançamento de águas residuais no talude, infiltrações decorrentes de vazamentos, vegetação inapropriada, deposição de lixo e entulho, cortes abusivos e sobrecargas no talude (Cerri, 1993; PMS, 2003). Saliencia-se que no sítio urbano de Ilhéus os morros eram, em sua grande maioria, áreas verdes e públicas que foram progressivamente desmatados durante o processo de ocupação desordenada. Em decorrência da retirada da cobertura vegetal original e da substituição da vegetação natural por culturas diversas, inclusive espécies retentoras de água no solo das encostas, é crescente o perigo de desestabilização destes taludes.

A aplicação de sistemas de informação geográfica para previsão e análise da susceptibilidade a escorregamentos vem ocorrendo mundialmente desde meados da década de oitenta, principalmente em estudos associados ao desenvolvimento de modelos quantitativos de simulação do processo (Lan et al., 2004). No Brasil, a aplicação de SIG ganhou impulso no final da década de noventa, e atualmente se consolida uma ferramenta indispensável para aplicação das metodologias de análise da susceptibilidade a escorregamentos, que, de modo geral, possui como base a combinação de dados e informações referentes a aspectos geológico-geotécnicos (litologia e parâmetros de resistência dos materiais não consolidados, etc.), geomorfológicos (declividade, hipsometria, aspecto) e de uso do solo (tipologias de ocupação, tipos de vegetação, etc.). Assim, a adoção da tecnologia SIG traz significativos avanços no processo de gestão das informações, agregando o dinamismo e a eficiência necessária para a gestão do problema do risco em assentamentos precários nas encostas do sítio urbano de Ilhéus.

2 – MÉTODO ADOTADO

As atividades para execução deste trabalho agruparam-se hierarquicamente da seguinte forma: inventário dos pontos de instabilidade, diagnóstico físico-ambiental e elaboração da cartografia temática e de susceptibilidade ao escorregamento.



Fig. 1 – Localização da área em estudo.

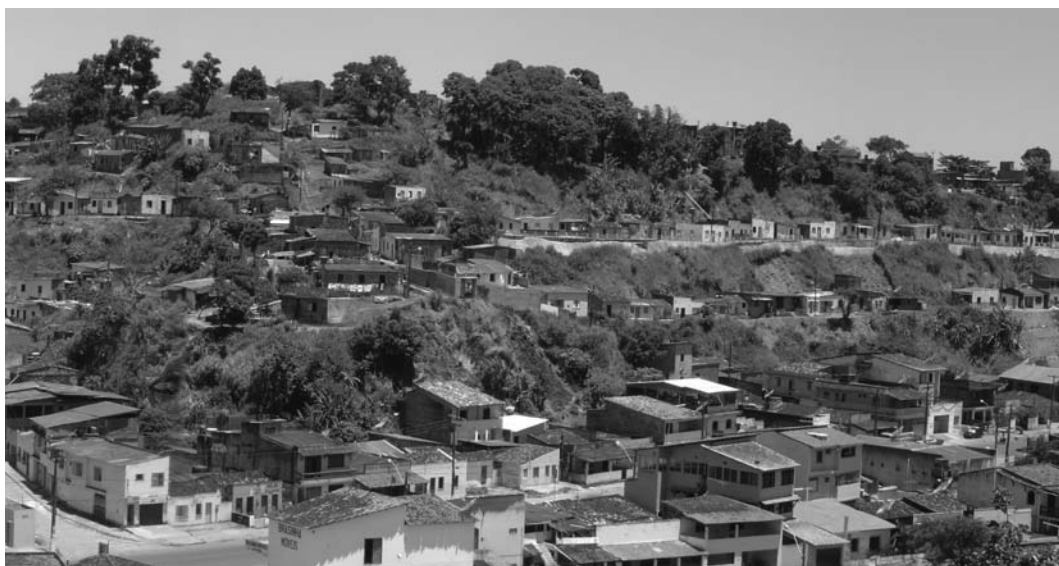


Fig. 2 – Vista panorâmica de morro localizado no bairro do Malhado em Ilhéus, apresentando processo de ocupação desordenada nas encostas. Observar ocorrência de desmatamento, exposição de solos, cortes abruptos e carência de infra-estrutura básica.

O inventário de pontos de instabilidade possuiu a finalidade de levantar dados a respeito da ocorrência de deslizamentos de terra e cadastramento de pontos potenciais. Dessa forma, foram realizadas vistorias de campo nos pontos considerados críticos para o entendimento da dinâmica dos escorregamentos com o objetivo de coletar dados físico-ambientais de natureza geológico-geotécnica, geomorfológica e de uso e ocupação. Com relação a elaboração da cartografia temática e de susceptibilidade, estas foram realizadas com a utilização de base cartográfica na escala 1:2.000, contendo curvas de nível com variação de 1m. A escala de apresentação dos produtos cartográficos é a de 1:10.000.

A Carta Geológico-Geotécnica do Sítio Urbano de Ilhéus apresenta a espacialização de informações a cerca das características do substrato rochoso e não consolidado consideradas relevantes para avaliação da susceptibilidade ao escorregamento. De forma geral, esta carta resultou de levantamentos de campo e da interpretação de fotografias aéreas, seguidas da análise e tratamento das informações, sendo definidas unidades informais de hierarquia que identificam ambientes geológico-geotécnicos distintos.

Quanto ao mapa de formas de relevo, este buscou caracterizar os diferentes tipos de relevo existentes na área objetivando o entendimento dos arranjos tridimensionais das feições e da dinâmicas do meio físico. Para sua realização foram utilizados atributos como declividade, hipsometria e aspecto, obtidos da análise do MDT (Modelo Digital do Terreno) gerado a partir da interpolação digital de curvas de nível com equidistância de 1m.

Para o entendimento da distribuição de diferentes tipos de uso e ocupação do solo no sítio urbano de Ilhéus foram levantadas informações de dados georeferenciados produzidos por órgãos e entidades públicas, a exemplo da Prefeitura Municipal de Ilhéus, do Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística – IBGE, e da Universidade Estadual de Santa Cruz. Com relação aos dados da Prefeitura Municipal utilizou-se o mapeamento das áreas consideradas subnormais definidas no Plano Estratégico Municipal Para Assentamentos Subnormais (PEMAS, 2002). Do IBGE foram utilizados os dados georeferenciados dos setores censitários da cidade.

Já a Carta de Susceptibilidade resultou da combinação de duas componentes fundamentais: a componente natural e a componente antrópica. A primeira componente associa-se aos efeitos de fatores naturais, ou seja, aos agentes morfogenéticos, combinados com parâmetros geotécnicos e feições geológico-estruturais. A segunda componente se refere a riscos decorrentes da ação antrópica, isto é, envolvendo variáveis próprias da atividade humana que interagem de modo agravante com os fatores naturais. Desta forma a carta gerada apresenta a combinação dos planos de informações obtidos pela avaliação do índice de estabilidade (IE), gerado pela adoção do modelo SINMAP (Stability Index Mapping), e por sua relação com os dados antrópicos sintetizados pelos planos de informação das áreas subnormais e dos setores censitários.

O SINMAP é um modelo desenvolvido por Pack *et al.* (1998) e implementado na forma de extensão do software “Arcview 3.2”. A teoria do programa abrange modelos de ruptura translacional ou planar de taludes infinitos saturados, estando a saturação representada por fatores do relevo e modelos de fluxo hidrogeológico (Vieira *et al.*, 2005). Apesar da limitação do programa em abranger apenas o processo de escorregamento planar, o modelo adapta-se se ao tipo comum de ruptura observada em campo, esta caracterizada pela movimentação principal ao longo de uma superfície plana, envolvendo normalmente material de pequena espessura (Figura 3). Esses movimentos



Fig. 3 – Escorregamento em encosta localizada ao longo da Avenida Palmares. Notar a geometria plana e rasa da superfície de ruptura.

caracterizam-se por serem rápidos e de alta energia e acontecem normalmente por ocasião de chuvas intensas (Guidicini *et al.*, 1976).

De acordo com Vieira *et al.* (2005), o mérito do SINMAP está no fato de calcular o índice de estabilidade (IE) a partir de informações geográficas de parâmetros de resistência do solo (coesão e ângulo de atrito interno), grau de saturação (calculado indiretamente pela relação taxa de recarga/transmissividade) e de parâmetros morfométricos (forma da bacia e declividade), estabelecidos por meio de modelagem digital da superfície dos terrenos. E para tornar o modelo mais representativo do comportamento dos processos de ruptura, característicos da área de estudo e dos resultados da interação das intervenções antrópicas com o ambiente, ele permite a calibração através das ocorrências pretéritas dos escorregamentos registradas na etapa de inventário dos pontos de instabilidade.

O SINMAP utiliza a fórmula do fator de segurança (FS) desenvolvida por Hammond *et al.* (1992) e, com base nos pressupostos descritos e manipulações matemáticas apresentados de forma detalhada em Pack *et al.* (1998), o FS é expresso como:

$$FS = \frac{C + \cos \theta \left[1 - \min \left(\frac{R}{T} \frac{a}{\sin \theta}, 1 \right) r \right] \tan \phi}{\sin \theta} \quad (1)$$

Onde: C = coesão do solo [N/m²], θ = declividade do terreno, R/T = razão entre a transmissividade e a taxa de recarga efetiva [m], a = área específica da bacia [m²/m], ϕ = ângulo de atrito interno do solo [graus] e $r = \rho_w/\rho_s$ = razão entre a densidade da água e do solo úmido.

Para este trabalho os parâmetros geotécnicos de densidade do solo seco, coesão e ângulo de atrito foram obtidos a partir de consultas bibliográficas referentes às características de solos de alteração em granulitos, principalmente, os localizados na região metropolitana de Salvador-BA. Os valores da relação precipitação/transmissividade representam ocorrências de chuvas variáveis de 35 a 45mm/dia de acordo com os dados de Lan *et al.* (2004). Já os valores de densidade do solo úmido, densidade da água e aceleração da gravidade são padronizados e constantes na simulação do programa. A Tabela 1 apresenta os valores dos parâmetros utilizados.

Tabela 1 – Parâmetros utilizados na modelagem do Índice de Estabilidade com a utilização do SINMAP.

Parâmetros	Valores utilizados no modelo
Aceleração da Gravidade	9,81m/s ²
Densidade do Solo Seco	1800kg/m ³
Densidade do Solo Úmido	2000kg/m ³
Densidade da Água	1000kg/m ³
Coesão do Solo (mínimo)	0,19N/m ²
Coesão do Solo (máximo)	0,43N/m ²
Ângulo de Atrito (mínimo)	27°
Ângulo de Atrito (máximo)	32°
Relação entre Precipitação e Transmissividade (mínimo)	2000m
Relação entre Precipitação e Transmissividade (máximo)	3000m

O resultado da aplicação do SINMAP representa a distribuição de um índice de estabilidade (IE) que define a probabilidade do fator de segurança ser superior ou inferior a 1. Dessa forma, os valores de IE gerados são automaticamente agrupados em seis classes: Classe 1 – $IE > 1,5$ (estável); Classe 2 – $1,5 > IE > 1,25$ (moderadamente estável); Classe 3 – $1,25 > IE > 1,0$ (quase estável); Classe 4 – $1,0 > IE > 0,5$ (limiar inferior de estabilidade); Classe 5 – $0,5 > IE > 0,0$ (limiar superior de instabilidade); Classe 6 – $IE < 0,0$ (instável).

Nesta trabalho optou-se pela utilização de apenas quatro classes de estabilidade a partir da agregação das classes 2 e 3, e 5 e 6. Tal procedimento facilita a correlação de classes de susceptibilidade em níveis que variam de baixo, médio, alto a muito alto amplamente utilizadas para classificação de graus de susceptibilidade e de risco a escorregamentos no Brasil.

Dessa forma, são consideradas áreas de baixa susceptibilidade a escorregamentos os terrenos que sob condições de uso inadequado apresentam índice de estabilidade maior que 1,5 (probabilidade $> 50\%$ do fator de segurança ser > 1); Áreas de média susceptibilidade a escorregamentos aquelas que apresentam terrenos que sob condições de uso inadequado apresentam índice de estabilidade entre 1,0 e 1,5 (probabilidade $< 50\%$ do fator de segurança ser > 1); áreas de alta susceptibilidade a escorregamentos com terrenos que sob condições de uso inadequado apresentam índice de estabilidade entre 0,5 e 1,0 (probabilidade $< 50\%$ do fator de segurança ser < 1) e áreas de muito alta susceptibilidade a escorregamentos: terrenos que sob condições de uso inadequado apresentam índice de estabilidade menores que 0,5 (probabilidade $> 50\%$ do fator de segurança ser < 1).

3 – OS CONDICIONANTES GEOLÓGICO-GEOTÉCNICOS, GEOMORFOLÓGICOS E DE USO E OCUPAÇÃO DO SOLO

3.1 – A Carta Geológico-geotécnica

Na área estudada ocorrem dois ambientes geológico-geotécnicos distintos: o domínio dos depósitos sedimentares não consolidados Quaternários e o domínio das rochas do substrato cristalino (Figura 4). O domínio dos depósitos sedimentares não consolidados Quaternários engloba cerca de 43% da área estudada e apresenta-se representado por materiais sedimentares de diversas filiações, resultantes de inúmeras variações ocorridas no nível do mar durante o Quaternário, mais precisamente durante o Holoceno (Martin *et al.*, 1980). São representados por depósitos de areias esbranquiçadas e bem selecionadas localizados acima do nível atual do mar e distribuídos até a cota 4m, constituem o substrato de implantação de bairros litorâneos da cidade. Com relação aos depósitos recentes estes possuem origem aluvionar, associada a implantação da rede de drenagem local, ou relacionados a ambientes de praia e de planície de maré, principalmente os ocorrentes nas áreas de manguezais. No ambiente urbano os depósitos de materiais não consolidados apresentam índices físicos e outros parâmetros geotécnicos dependentes da proporção relativa de argilas e/ou matéria orgânica, da profundidade do lençol freático e do seu grau de saturação. Observa-se nesse ambiente forte potencialidade para alagamentos em determinados pontos ou zonas em situações de chuvas intensas e prolongadas. Devido à baixa declividade associada a estas áreas, a sua importância quanto a eventos de instabilidade de encostas torna-se inexistente.

O domínio dos depósitos sedimentares não consolidados Quaternários subdivide-se em 5 tipos, a saber:

- a) Depósitos de Areia Quartzosa de Praia Atual – São formados por sedimentos marinhos de granulometria média a grosseira compostos predominantemente por grãos de quartzo e secundariamente por biodetritos, fragmentos de rocha e minerais pesados. As principais fontes são as rochas do embasamento cristalino (Martin *et al.*, 1980). Correspondem às areias de praia atual distribuídas ao longo da linha de costa e em pontos de sedimentação arenosa no interior do estuário de Ilhéus (Área de recobrimento = 105,9ha; 6,51% do total estudado);

- b) Depósitos de Manguezais Atuais - Materiais argilo-siltosos ricos em matéria orgânica (Martin *et al.*, 1980). Encontram-se distribuídos pelas margens dos rios Cachoeira e Fundão, em áreas de planícies de marés no interior do estuário de Ilhéus (Área de recobrimento = 255,6ha; 15,72% do total estudado);
- c) Terraços Arenosos Marinhos Holocênicos – Depósitos sedimentares resultantes da máxima transgressão Holocênica constituídos por areias que apresentam bom a moderado selecionamento (Martin *et al.*, 1980). Na área estudada, o topo destes terraços se situa até 4 metros acima do nível atual da preamar representando o substrato das áreas planas do centro comercial e trecho da Av. Soares Lopes (Área de recobrimento = 213,1ha; 13,11% do total estudado);
- d) Depósitos Flúvio-lagunares Holocênicos – Depósitos sedimentares de origem flúvio-lagunar ocorrente em áreas atualmente emersas localizadas no interior do estuário de Ilhéus e associados aos eventos de variação do nível do mar durante o Holoceno. São representados por areias e siltes argilosos ricos em matéria orgânica (Martin *et al.*, 1980). Representam o substrato plano do bairro Teotônio Vilela e áreas adjacentes (Área de recobrimento = 124,8ha; 7,67% do total estudado);
- e) Arenitos de Praia - Bancos de arenito alongados e paralelos à linha de costa, localizados a partir do limite da preamar e na direção costa-afora (Martin *et al.*, 1980), bem exposto em afloramentos no trecho que se estende do Morro do Pernambuco ao Hotel Opaba. A sua composição varia de arenito quartzoso a calcarenito (Área de recobrimento = 2,2ha; 0,13% do total estudado).

Com relação ao domínio do Complexo Cristalino, do ponto de vista de sua geologia, praticamente 57% do sítio urbano de Ilhéus encontra-se assente sobre rochas do substrato cristalino de idade Pré-Cambriana. Estas rochas fazem parte do denominado Cinturão de Itabuna, constituído, predominantemente, por charnoquitos, gnaisses, migmatitos e anfibolitos, em fácies granulito (Arcanjo, 1997). Este substrato encontra-se bastante deformado e fraturado, estimando-se, pelo menos, cinco famílias de descontinuidades. Neste domínio as encostas são alongadas, com vertentes esculpidas em perfis de alteração que apresentam espessuras até 30 metros, diferindo entre si pelo grau de evolução do solo e/ou pelas modificações introduzidas por corte mecânico do terreno. Em situações de chuvas intensas e prolongadas, encostas ou mesmo taludes de corte apresentam uma maior potencialidade para deslizamentos. Salienta-se, que em condições de drenagem satisfatória e de baixo passivo ambiental, estas encostas apresentam-se estáveis, evidenciadas, muitas vezes, pela observação de inclinações negativas em pequenos e rudimentares taludes de corte. Contudo, o conjunto de ações desencadeadas pela ocupação do espaço (desmatamento, corte abrupto do terreno, interferência na drenagem natural, esgotamento inadequado, dentre outras) vem contribuindo de forma decisiva para reduzir o nível de estabilidade. O domínio do Complexo Cristalino subdivide-se em 2 unidades (Figura 4), a saber:

- a) Granulitos do Complexo Ilhéus - Associação de rochas cristalinas com arranjo estrutural e estratigráfico complexo e paragêneses minerais de alto grau metamórfico, genericamente chamadas de granulito. Rochas essencialmente vulcanogênicas, calcoalcalinas e subalcalinas granulitizadas (Arcanjo, 1997) (Área de recobrimento = 519,6ha; 32% do total estudado);
- b) Granulitos do Complexo Ibicarai - Buerarema - Ortognaisses félsicos, calcoalcalinos a teo-leíticos granulitizados (Arcanjo, 1997) (Área de recobrimento = 404,7ha; 24,9% do total estudado).

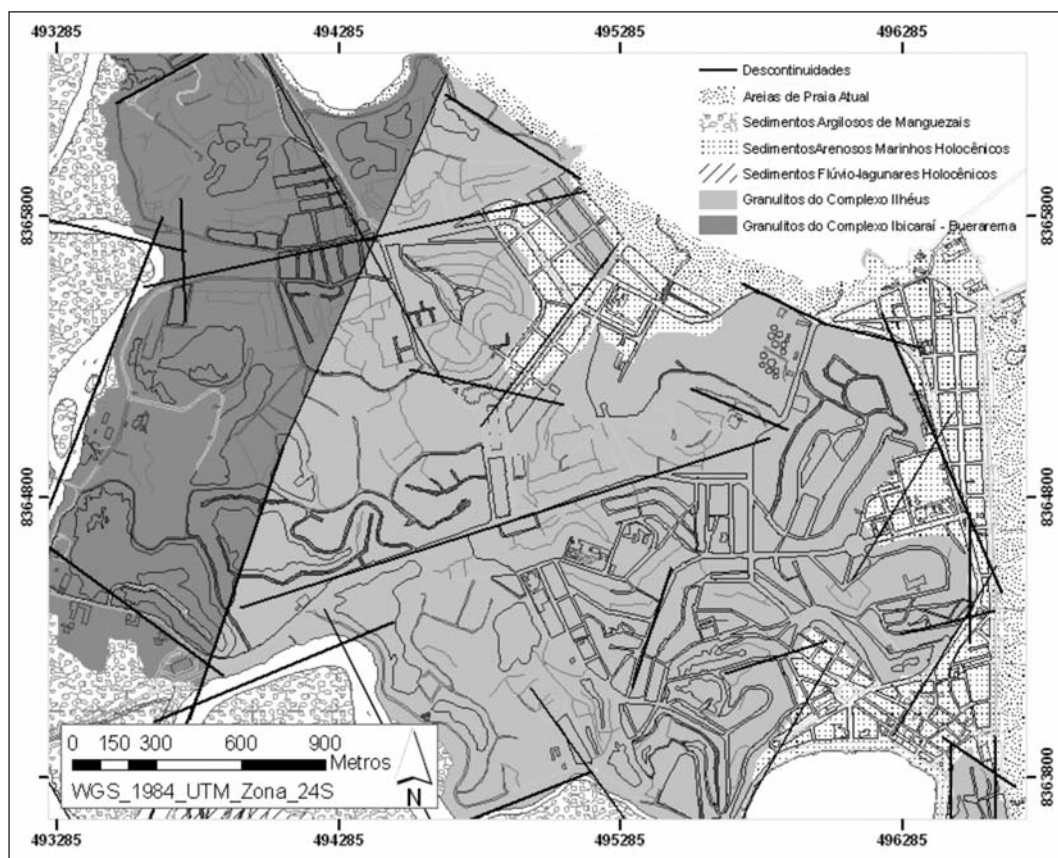


Fig. 4 – Distribuição na área das unidades geológico-geotécnicas dos depósitos sedimentares não consolidados Quaternários e do domínio do Complexo Cristalino.

3.2 – As Formas de relevo

Este item busca caracterizar os diferentes tipos de relevo existentes na área objetivando o entendimento dos arranjos tridimensionais das feições e da dinâmicas do meio físico. Para sua realização foram utilizados atributos como declividade, hipsometria e aspecto obtidos da análise do MDT (Modelo Digital do Terreno).

3.2.1 – Hipsometria

A análise do MDT permitiu a seleção de sete classes altimétricas, conforme apresentada na Figuras 5.

A classe hipsométrica com valores de altitude entre o nível do mar até a cota 5m, corresponde as áreas da baixada litorânea que abrangem os domínios emersos dos manguezais, praias atuais e depósitos sedimentares não consolidados Holocênicos, correspondendo a 49,50% da área em estudo. De forma geral, a cota 5m atinge o sopé das encostas voltadas para o oceano, estuário de Ilhéus e baixadas associadas as margens do Rio Fundão. Já as cotas compreendidas na classe de 5 – 10m, que constituem o recobrimento de 10,6% da área, associam-se a maioria dos fundos de vale do domínio geológico-geotécnico do embasamento cristalino. A classe de 10 – 30m representa os desníveis associados a porção basal das encostas, enquanto que a classe de 30 – 50m como representativa

da porção superior. A soma destas duas classes engloba cerca de 1/3 da área. Recobrimdo o relevo em sua zona de topo ocorrem as classes hipsométricas de 50 – 80m e 80 – 100m. A primeira configura as cotas dos topos de morros e espigões da parte central da área (9,6%), enquanto que a outra associa-se ao relevo serrano da parte oeste (1,31%).

Abordando a avaliação das classes hipsométricas em função dos domínios geológico-geotécnicos, tem-se que 98,1% da área do domínio geológico-geotécnico dos materiais não consolidados Quaternários encontram-se em cotas inferiores a 5m. Já o domínio geológico-geotécnico das rochas do substrato cristalino apresenta diferentes distribuições de suas classes hipsométricas.

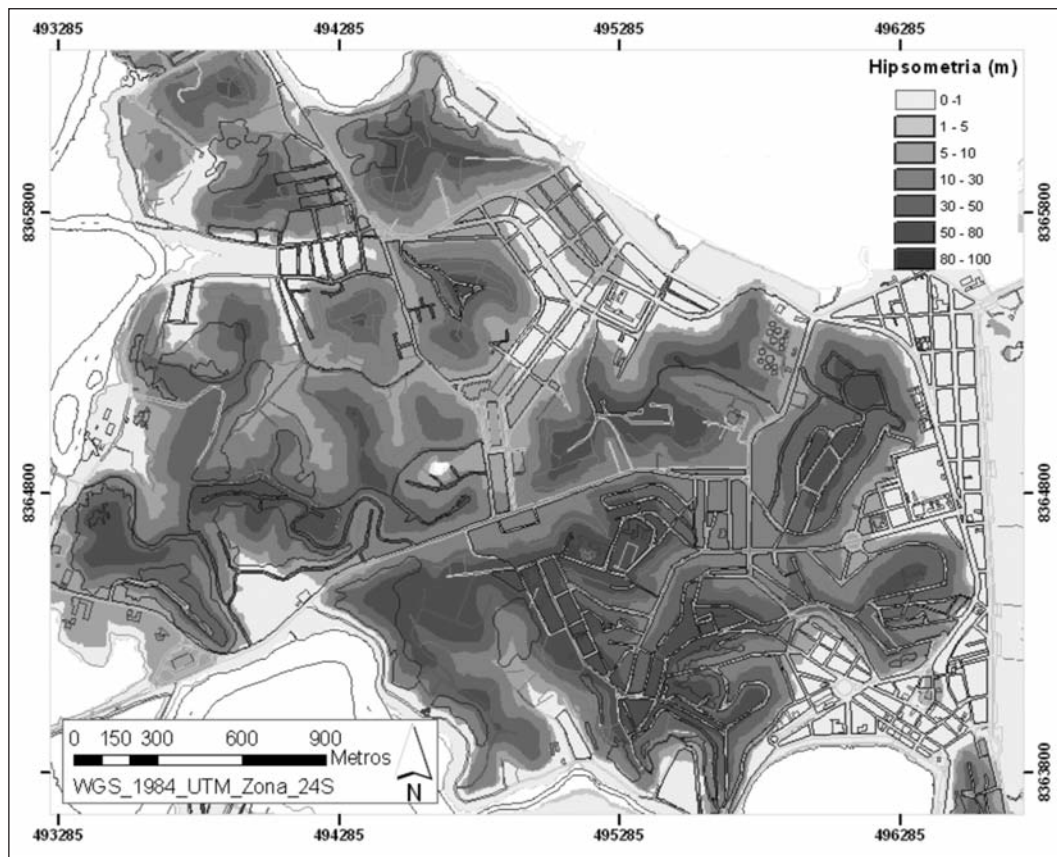


Fig. 5 – Distribuição das diferentes classes hipsométricas na área em estudo.

3.2.2 – Declividade

Para a área estudada, e em função da escala de trabalho (1:10.000), foram estabelecidas 5 classes de declividade (0 – 10%, 10 – 20%, 20 – 40%, 40 – 70% e >70%). As declividades compreendidas entre 0 – 10% correspondem, em grande parte (Figura 6), as áreas do domínio geológico-geotécnico dos depósitos sedimentares não consolidados Quaternários, abrangendo a baixada litorânea que vai desde a zona do centro comercial da cidade até à área portuária. Estas declividades associam-se, também, aos depósitos de manguezais e à área dos sedimentos flúvio-lagunares holocênicos que formam o substrato do bairro Teotônio Vilela. Na área do domínio do Complexo Cristalino, estas baixas declividades associam-se a zona de topo dos morros e aos fundos de vale,

configurando os espigões e os vales abertos em forma de “u”. Já a classe de declividade de 10 – 20%, associa-se, preferencialmente, a zona superior da encosta, caracterizando-se como transição entre as áreas de topo e a porção da encosta mais íngreme. As classes de 20- 40% e 40 – 70% ocorrem no trecho de meia encosta variando as declividades em função da concavidade da vertente. A classe > 70% apresenta, na maioria dos casos, distribuição associada a parte inferior da encosta. Em trechos da Av. Itabuna, Av. Princesa Isabel e Nova Esperança, esta classe de declividade ocorre ao longo de todo setor da encosta, desde a zona de topo até ao contato com o vale.

Analisando as declividades associadas ao Domínio geológico-geotécnico do substrato cristalino observa-se que a classe de declividades compreendidas entre 20 – 40% destaca-se, quando excluída a classe de 0 – 10%, correspondente aos fundos de vale e topos. Dessa forma, as encostas, consideradas neste projeto como áreas de declives superiores a 10%, representam no domínio do substrato cristalino cerca de 67,8% de sua área, ou seja, uma cobertura de aproximadamente 626,7ha.

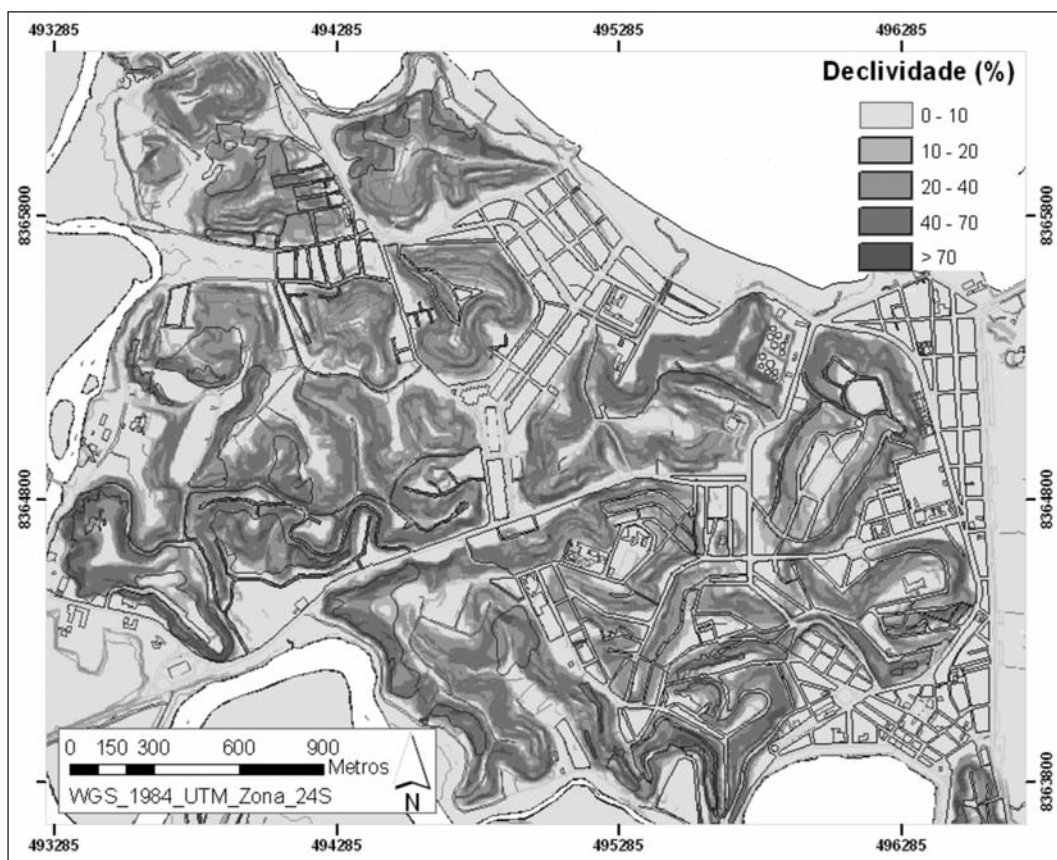


Fig. 6 – Distribuição das declividades na área em estudo.

3.2.3 – O Aspecto do relevo

Ainda em função da análise morfométrica obtida pelo MDT gerou-se a distribuição do aspecto do relevo da área em estudo. O aspecto representa o ângulo entre o norte e a direcção de inclinação, das unidades de relevo presentes. A Análise da distribuição das direcções remete a um cenário em que as encostas que estão voltadas para o sudeste, leste e sul são as mais ocorrentes, configurando,

desta forma, as direções ortogonais norte, nordeste e leste, respectivamente como as direções de “eixo” dos morros no relevo local. As direções obtidas para este “eixo” são compatíveis com o histórico de deformação do substrato Cristalino que possui, regionalmente, “trend” metamórfico de direção predominante N-S.

3.3 – Aspectos de Uso e Ocupação do Solo

Os planos de informações analisados retrataram um cenário urbano onde ocorrem áreas subnormais e consolidadas (Figura 7). As áreas subnormais se caracterizam pela ocupação desordenada e carência de infra-estrutura urbana refletida pelos arruamentos sub-dimensionados, ocupação de áreas públicas, invasão de áreas de preservação permanente e áreas não apropriadas para a formação de aglomerados urbanos. A maioria dos habitantes ocupam casas de alvenaria com abastecimento de energia, água tratada e, algumas vezes, rede de esgoto, embora uma parcela também habite casas feitas de madeira, lonas e plásticos sem praticamente usufruir de quaisquer infra-estrutura. Quanto ao lixo, apesar dos indicadores apresentarem a quase totalidade da coleta, nota-se um grande acúmulo nas encostas, provavelmente em função do ponto de coleta ser apenas na base do morro e não em suas vias de acesso e cobertura. O Alto Carilos, Alto da Esperança, Alto da Gamboa, Alto da Legião, Alto do Amparo, Alto do Cacau/Uberlândia, Alto do Coqueiro, Alto do Nerival, Alto do Seringal, Alto do Socorro, Alto do Vidigal e o Alto Jamaica são as áreas subnormais do sítio urbano de Ilhéus contempladas por este trabalho. Quanto as áreas consolidadas, os padrões habitacionais

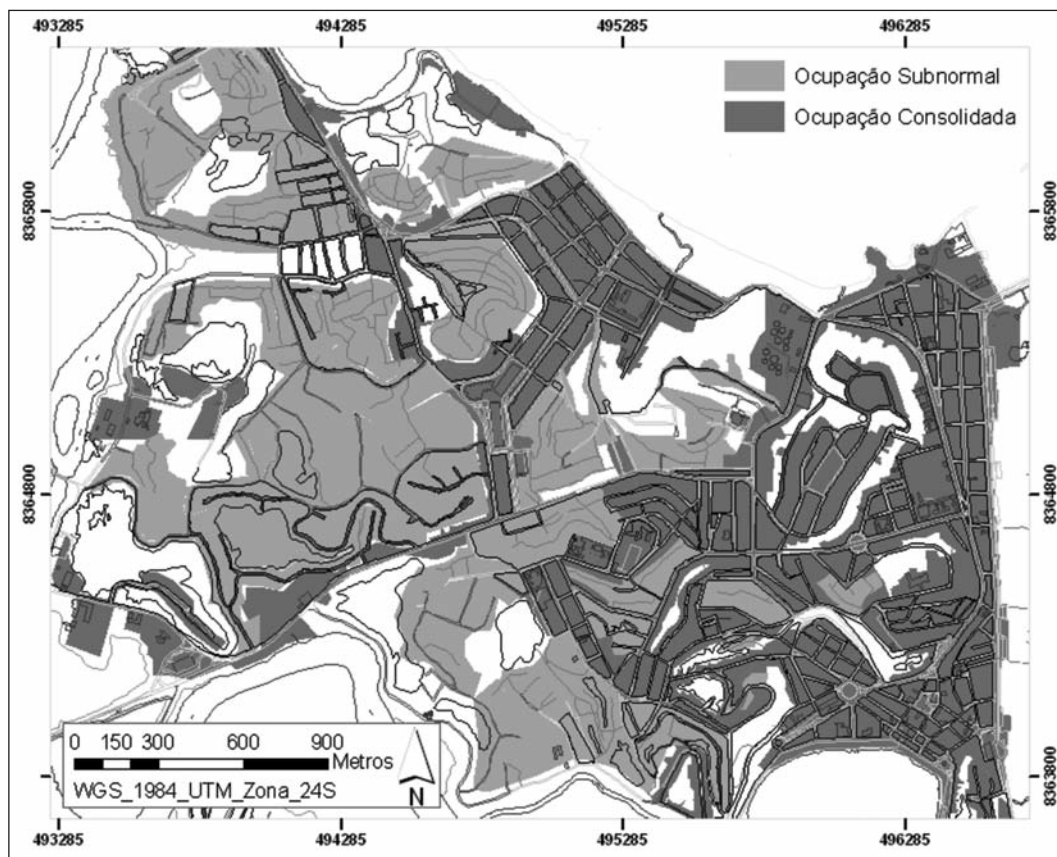


Fig. 7 – Distribuição dos planos de informação de áreas consolidadas e áreas subnormais.

que compõem essa classe evidenciam cuidados e procedimentos técnicos construtivos, que proporcionam a baixa vulnerabilidade do meio aos problemas decorrentes da ocupação, mais especificamente, ao risco de deslizamentos. Nestas áreas a finalidade de uso é tanto residencial quanto comercial, providos de infra-estrutura básica e serviços urbanos qualificados.

4 – SUSCEPTIBILIDADE AO ESCORREGAMENTO NO SÍTIO URBANO DE ILHÉUS

4.1 – Levantamento e sistematização de dados pontuais

Inicialmente foram realizadas visitas a órgãos públicos municipais no sentido de levantamento de informações sobre a ocorrência pretérita de escorregamentos em encostas na cidade. Verificou-se nestas visitas que a abordagem desta temática apresenta-se como parte integrante de documentos e relatórios técnicos que tratam da questão do planejamento urbano, a exemplo do PEMAS (2002), desenvolvido sob financiamento do Programa Habitar Brasil. Na maioria das vezes os projetos são realizados com o objetivo natural de captar recursos a serem investidos em infra-estrutura urbana, consistindo na execução de contenção de encostas, drenagem ou canalização de águas pluviais, rampas, escadarias e iluminação.

Quanto ao levantamento de dados sobre a existência de cadastro de pontos de ocorrência de eventos de escorregamentos, não existem de forma agrupada e/ou condensada. Tal fato, reflete-se, provavelmente, da inexistência no município de órgão público de gestão desta questão, a exemplo da defesa civil. Desta forma, a metodologia adotada neste trabalho contempla vistorias de campo com o objetivo de coletar dados de natureza geológico-geotécnica, geomorfológica, e de uso e ocupação dos pontos avaliados. Para tanto, foram utilizadas fichas descritivas padronizadas englobando a identificação e caracterização das principais relações e condicionantes naturais e antrópicos responsáveis pela instabilidade das encostas urbanas. Foram cadastrados nesta etapa do trabalho 36 pontos.

O conjunto de dados pontuais e informações obtidos foi sistematizado em um banco de dados georeferenciado. Os dados dizem respeito aos pontos de escorregamentos identificados, suas coordenadas, localização, responsável pela identificação, data de identificação, tipologia habitacional, cobertura vegetal, tipo de danos, grau de perigosidade, indicadores ambientais, substrato rochoso, formas de relevo, dentre outros (Tabela 2). A Figura 8 apresenta o formulário utilizado para a incorporação dos dados no sistema.

Em função da possibilidade de utilização do sistema como elemento de gerenciamento dos pontos de risco da Cidade, o banco de dados proposto deverá ser dinâmico para um usuário não especialista, devendo sua entrada de dados novos ser realizada a partir de uma interface amigável sob a forma de formulários. A saída de informações ocorre sob a forma de relatórios definidos conforme as necessidades e os atributos analisados. Quanto ao processo de georeferenciamento, os dados tabulados foram exportados para o software "ArcGIS 9.2" no sentido de espacializar as informações sobre a base cartográfica do sítio urbano, promovendo, desta forma, a visualização da distribuição dos pontos de risco na cidade (Figura 9).

4.2 – A Carta de susceptibilidade ao escorregamento

Partindo do princípio de que a ocorrência de áreas susceptíveis a escorregamentos está intimamente associada às características do meio físico e o seu modo de uso e ocupação, a carta de susceptibilidade ao escorregamento foi confeccionada a partir do conhecimento dos atributos intervenientes nos processos de instabilidade, a exemplo das elevações (hipsometria), declividades, tipos de materiais (características geotécnicas e hidrogeológicas dos solos de alteração), que foram sintetizados e modelados com a ferramenta SINMAP, conforme descrito anteriormente, gerando o potencial/probabilidade da ocorrência do fenômeno, ou seja, a sua susceptibilidade (Figura 10).

Tabela 2 – Estruturação dos dados coletados em campo.

ATRIBUTO DE DESCRIÇÃO	CÓDIGO/TIPO
Cobertura Vegetal	1 - Densa
	2 - Arbustiva
	3 - Capim
	4 - Gramíneas
Dano Indicador	1 - Rachadura
	2 - Desabamentos
	3 - Outros
Indicativo de Ocorrência	1 - Escorregamentos
	2 - Cicatriz
	3 - Trincas
	4 - Queda de Blocos
Perfil de Alteração	1 - Residual Maduro
	2 - Residual Jovem
	3 - Saprólito
	4 - Rocha sã
Posição do Ponto na Topografia	1 - Topo
	2 - Encosta
	3 - Baixada
Provável causa do processo	1 - Natural
	2 - Corte Abrupto
	3 - Sobrecarga
	4 - Aterro não compactado
	5 - Talude de corte
	6 - Outros
Tipologia Habitacional	1 - Alvenaria de Pedra
	2 - Alvenaria de Bloco
	3 - Madeira
	4 - Predial
	5 - Outros
Indicadores Ambientais	Lançamento de águas servidas, lançamento de esgotos, infiltrações/vazamentos, lixo/entulho na encosta, desmatamento, árvores de grande porte, erosão, ausência de pavimentação, escadarias, pede pluvial.

Cadastro do Ponto

cod_Ponto	Coordenada UTM Norte	Coordenada UTM Leste	Data da De	Responsável
1			0	20/2/2006

Cod_tipohabitacional	Habitacões Jussante	Habitacões Montante	Área
1	5	0	

Local
Av. Itabuna n. 2485

Cod_Cobertura	Cod_dano	Cod_Risco	Cod_indicativo	Cod_Perfil	Cod_Topografia	Cod_causa
	2	3	1	1	1	2
						5

☐ Lançamento de águas servidas
 ☐ Lançamento de Esgotos
 ☐ Infiltrações/Azamentos
 ☒ Lixo/Entulho na Encosta
☒ Desmatamento
☒ Árvores de grande porte
☒ Erosões
☐ Ausência de pavimentação
☐ Escadarias
☐ Rede Pluvial

Fotografia



Registro: 1 de 36

Fig. 8 – Formulário de entrada de dados no sistema.

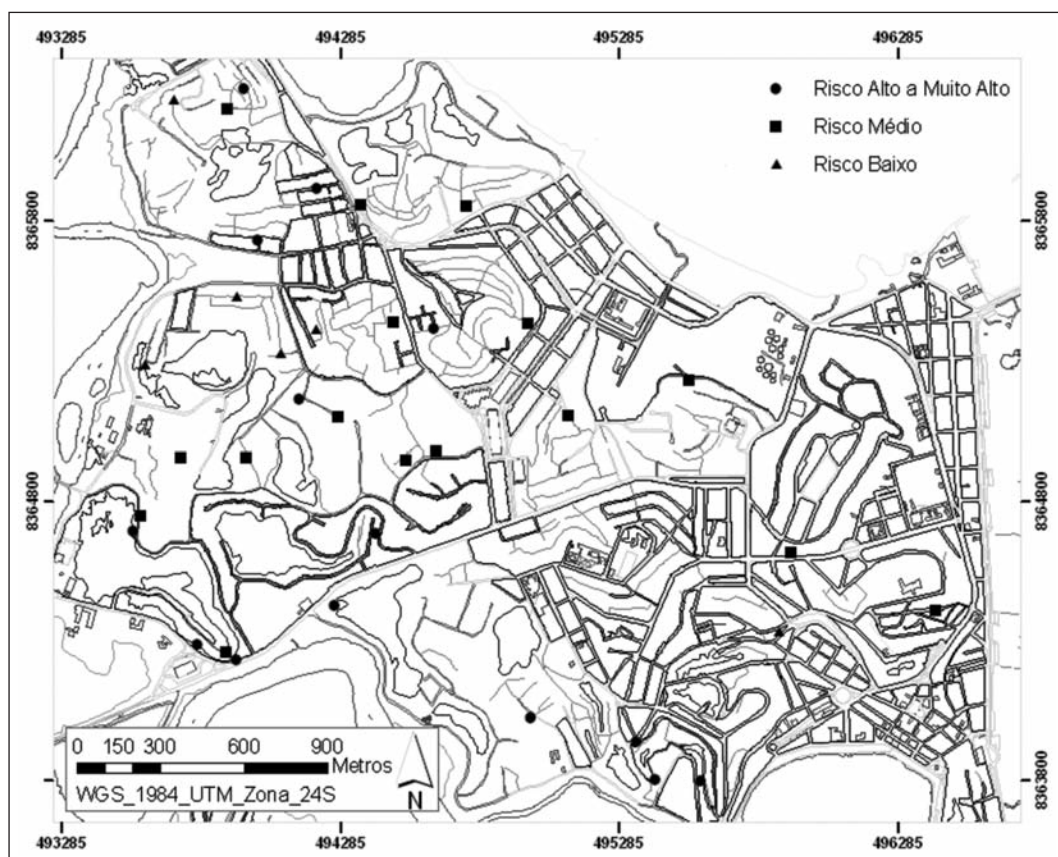


Fig. 9 – Distribuição de pontos de instabilidade visitados e descritos na etapa de inventário.

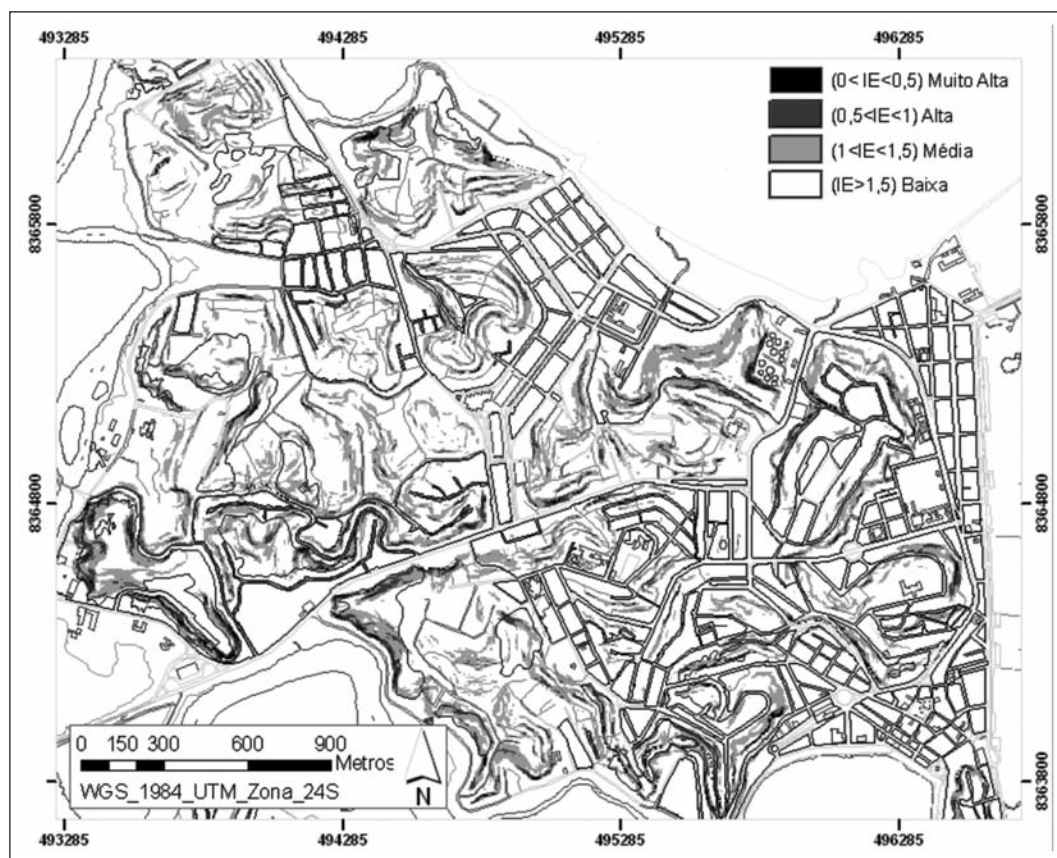


Fig. 10 – Distribuição da Susceptibilidade ao escorregamento.

Já os atributos de uso e ocupação (Figura 7), apresentam-se organizados e georeferenciados a partir dos planos de informações obtidos a partir do reconhecimento da distribuição das áreas sub-normais e setores censitários. Dessa forma, a interação cartográfica entre o elemento de perigosidade com as características de uso e ocupação vem promover o reconhecimento da distribuição da susceptibilidade ao escorregamento na área estudada, partindo-se da premissa de que a susceptibilidade é dada pela relação entre a probabilidade de ocorrência de um determinado perigo de acordo com as características de uso e ocupação. Por outro lado, a existência de informações pontuais, obtidas a partir de trabalhos de campo e de levantamento de informações secundárias, possuem o importante objetivo de validar o modelo de avaliação da susceptibilidade adotado, ou seja o SINMAP. Nesse contexto, a Figura 11 sintetiza o reconhecimento de informações que compõem os planos de informação da Carta de susceptibilidade ao escorregamento em encostas do sítio Urbano do Município de Ilhéus.

A análise das informações contidas na carta de susceptibilidade a escorregamentos leva a um cenário em que 72,8% da área de encostas distribuídas no domínio geológico-geotécnico do substrato Cristalino, ou seja, áreas com declividades maiores que 10%, são consideradas de baixa susceptibilidade a escorregamentos, enquanto que 21,7% de média susceptibilidade, 4,2% de alta susceptibilidade e 1,38% de muito alta susceptibilidade. Estes valores refletem uma representação em área de 458,96, 136,50, 26,45 e 8,68 hectares, respectivamente. Nesse contexto, as áreas consideradas de alta a muito alta susceptibilidade englobam cerca de 35,2 hectares do sítio urbano estudado. Do

ponto de vista de uso e ocupação, cerca de 96% da área considerada consolidada apresenta baixa susceptibilidade a escorregamentos. Já nas áreas consideradas subnormais a classe de susceptibilidade Baixa teve sua representatividade reduzida para 85,3%, enquanto que as classes Média, Alta e Muito Alta susceptibilidade aumentaram, respectivamente, para 11,7%, 2,2% e 0,66%, representando o incremento de cerca de três vezes.

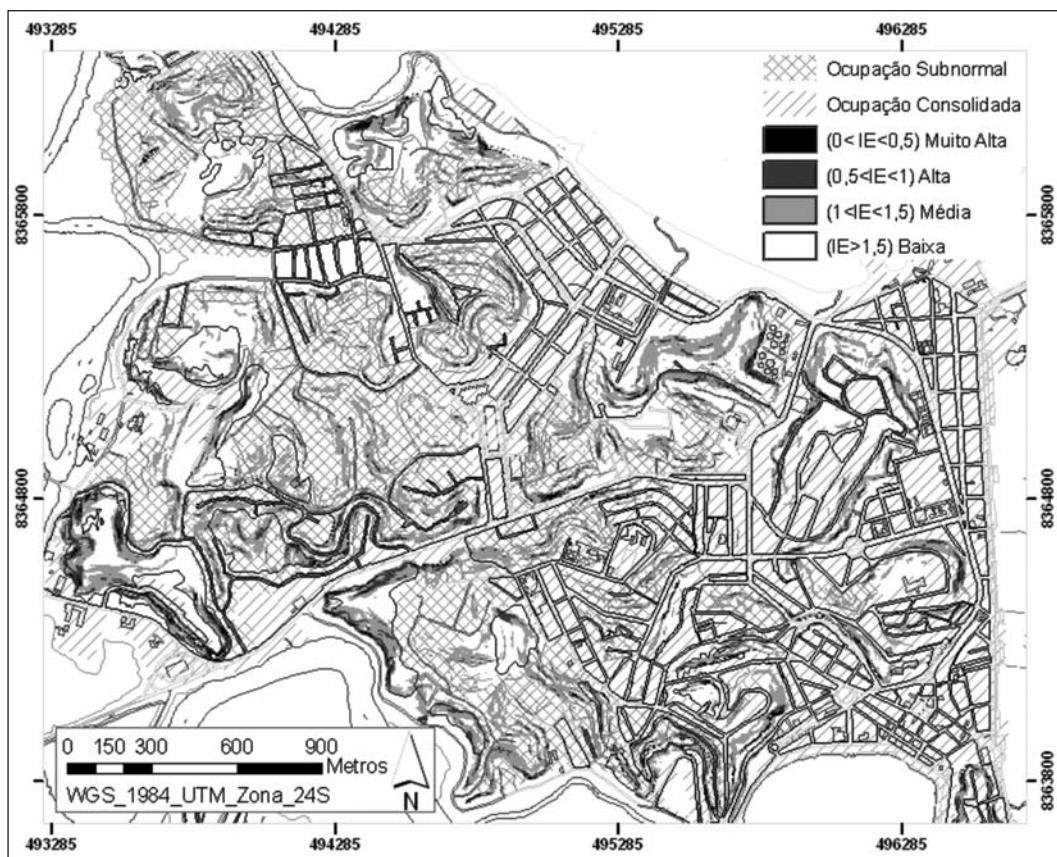


Fig. 11 – Carta de susceptibilidade ao escorregamento em encostas.

4.3 – O Zoneamento de Áreas de Risco a Ocorrências de Escorregamentos

Os trabalhos de campo aliados ao reconhecimento da distribuição espacial das susceptibilidades ao escorregamento proporcionaram a identificação de 44 áreas consideradas de risco geológico, onde a homogeneidade de atributos como extensão da encosta, declividade e tipologia habitacional representam a individualidade espacial de cada área (Figura 12). Adotou-se, ainda, uma sistemática onde foram individualizados 83 setores de encostas obtidos a partir da análise das características do relevo a exemplo de divisores de águas, micro bacias, espigões, feições tipo anfiteatros, etc. Dessa forma, uma determinada área de risco associa-se a uma ou mais encostas (Figura 13). Pode-se, ainda, existir encostas que atualmente não apresentam áreas de risco, por exemplo: a área de risco de número 8 que ocorre na área subnormal do Alto do Nerival e distribui-se ao longo das encostas de números 2 e 3 (Figura 14).

Com os dados das “manchas” das áreas de risco, foi possível associar cada uma delas a um contexto de infra-estrutura urbana a partir de dados extraídos dos planos de informações do PEMAS

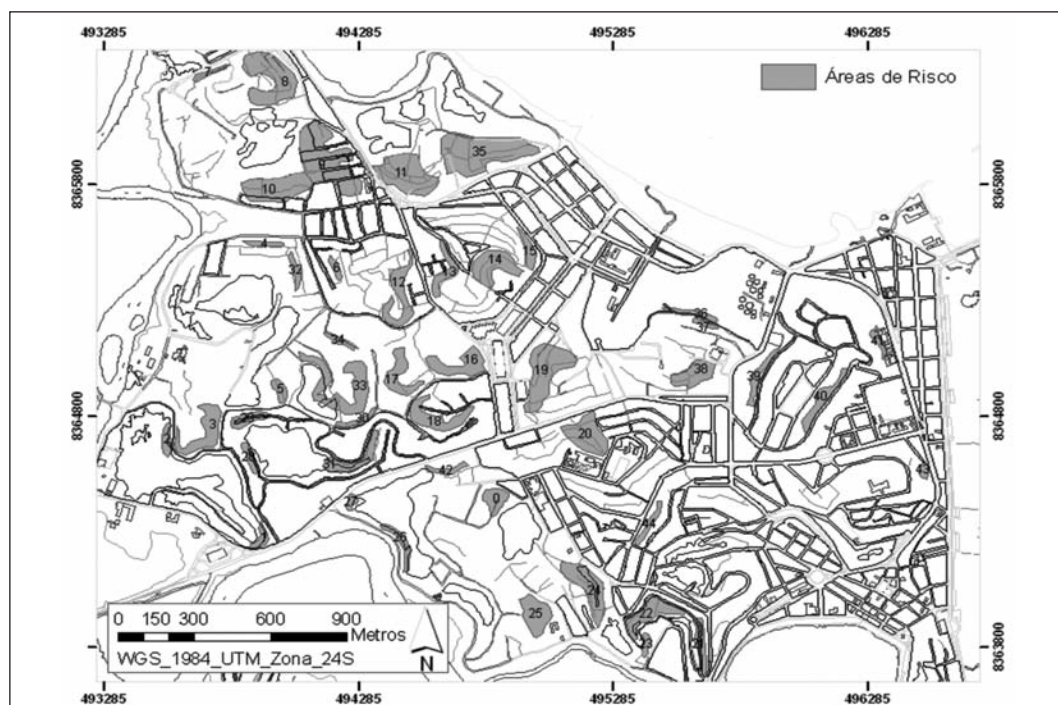


Fig. 12 – Distribuição das Áreas de Risco ao Escorregamento.

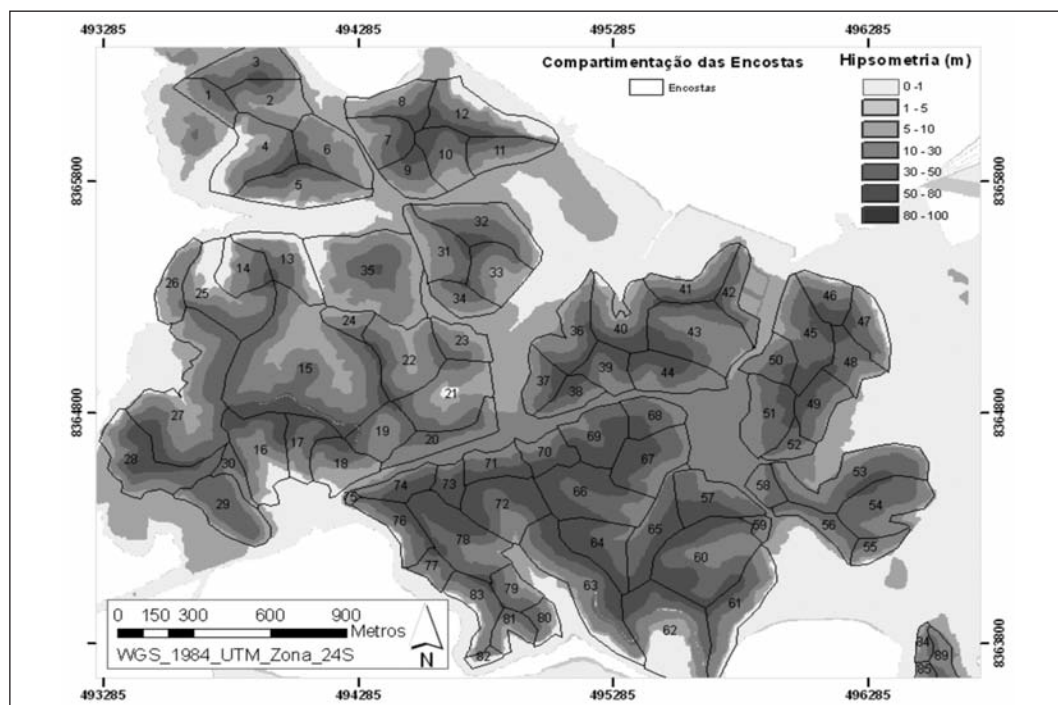


Fig. 13 – Zoneamento dos setores de encostas.

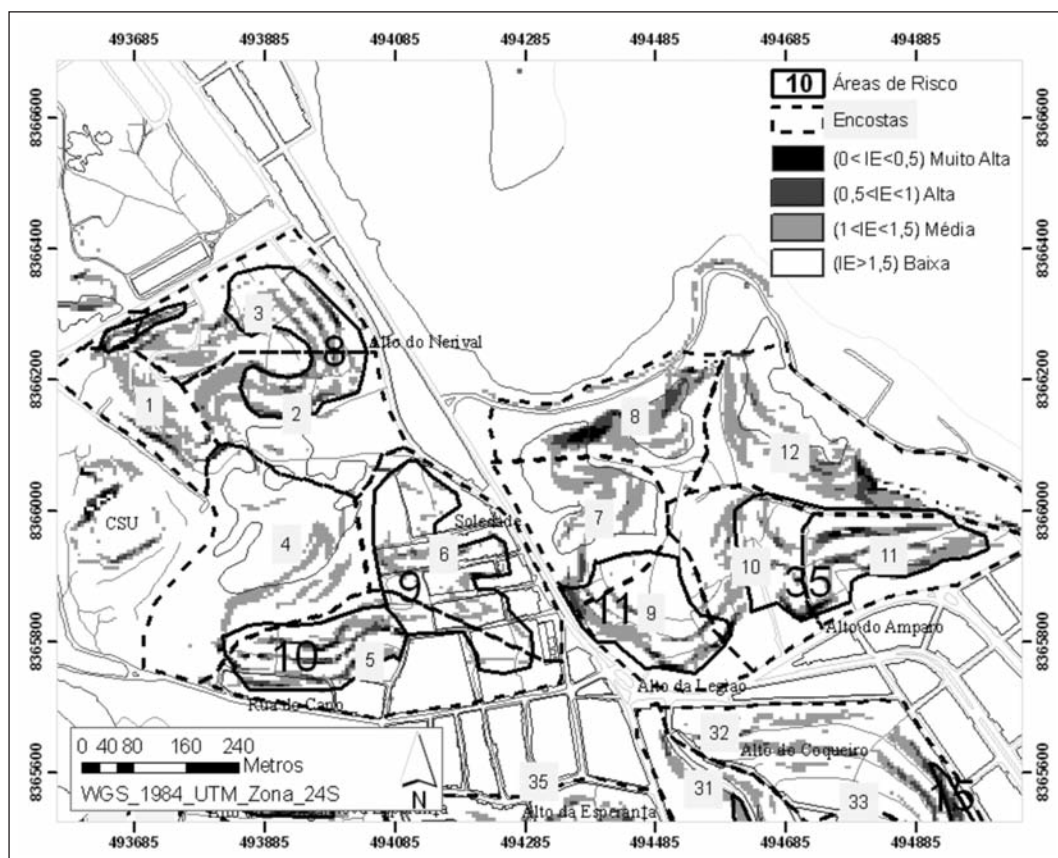


Fig. 14 – Detalhe da Distribuição das áreas de risco na parte norte da do sítio urbano.

(2002) e dos Setores Censitários do IBGE. A Tabela 3 apresenta os dados condensados para as áreas de risco localizadas em áreas consideradas subnormais. As áreas de risco de número 2, 27, 39, 40, 41, 43 e 44 apresentam-se em áreas urbanas consolidadas e, portanto, atendidas por equipamentos públicos, a exemplo de rede de drenagem, coleta de lixo, rede de água, Luz, etc., não sendo objeto de detalhamento na pesquisa.

Em conformidade com os dados apresentados na Tabela 3, as áreas consideradas de risco estão associadas, em sua grande maioria, às áreas subnormais. Depreende-se, também, que em média 60% das vias de acesso presentes nestas áreas apresentam algum tipo de pavimentação. A Rede de Água tratada abastece, em média, 97% dos domicílios das áreas de risco, havendo caso extremo do Alto do Socorro, onde apenas 67% dos domicílios são abastecidos. Quanto à existência de rede de esgoto, em média, 70% dos domicílios utiliza esta rede, a exceção da área de risco de n.3 localizada na Vila Freitas que não possui rede de esgoto. Com relação ao Lixo, de forma geral, o serviço público de coleta abrange, em média, 92% das áreas subnormais. O Alto da Soledade destaca-se com apenas 40% de sua área contemplada pela coleta de lixo. Quanto ao fornecimento de energia elétrica, em média 81% das áreas são abastecidas. Porém, também na área de risco n.3, nas proximidades da Av. Palmares o fornecimento de energia elétrica abrange apenas 40% dos domicílios. Por fim, as tipologias habitacionais são, em média, 76% construídas de alvenaria de blocos. Situações de precariedade são observadas na Vila Freitas, com apenas 20% de seus domicílios em alvenaria (Área de risco n. 3) e no Alto do seringal, com 50% (áreas de risco n.4 e n.32).

Tabela 3 – Características das áreas de risco localizada em áreas subnormais.

Área de Risco	Sistema de Encosta	Área Subnormal	Pavimentação (%)	Rede de Água Tratada (%)	Rede de Esgoto (%)	Coleta de Lixo (%)	Iluminação Pública (%)	Construções em Alvenaria (%)
1	29	Rua Luis Gama	77	100	32	100	90	100
3	27	Basilio	62	100	65	100	80	73
		Av. Palmares	100	100	100	100	40	57
		Vila Freitas	0	100	0	100	100	20
4	13	Alto do Seringal	25	100	33	100	81	50
5	15	Nova Esperança	45	100	64	100	76	56
	Basilio	62	100	65	100	80	73	
6	35	Alto da Esperança	54	100	84	100	89	68
	Nova Esperança	45	100	64	100	76	56	
7	1	CSU	88	92	71	70	81	89
	3							
8	2	Alto do Nerival	47	99	100	80	73	82
	3							
9	5	Soledade	46	100	81	40	72	85
	6	Alto do Nerival	47	99	100	80	73	82
		Soledade	46	100	81	40	72	85
10	4	Soledade	46	100	81	40	72	85
	5	Soledade	46	100	81	40	72	85
		Rua do Cano	0	100	66	66	98	63
11	7	Alto da Legiao	40	97	100	47	52	66
	9							
	10							
12	35	Alto da Esperança	54	100	84	100	89	68
		Nova Esperança	45	100	64	100	76	56
13	31	Alto do Coqueiro	57	100	81	66	81	88
	34							
14	33	Alto do Coqueiro	57	100	81	66	81	88
15	32							
16	21	Basilio	62	100	65	100	80	73
	22							
	23							
17	22	Nova Esperança	45	100	64	100	76	56
	22	Basilio	62	100	65	100	80	73
18	21							
19	36	Alto do cacau/ Uberlândia	75	100	70	99	90	90
	37							
20	69	Alto da Gamboa	79	100	86	96	74	93
21	62	Alto do Socorro	86	67	81	100	91	96
22	62	Alto do Socorro	86	67	81	100	91	96
	63							
23	62	Alto do Socorro	86	67	81	100	91	96
24	63	Alto Jamacica/ Rombudos	74	99	83	100	83	91
25	79	Alto do Vidigal	84	92	90	100	75	74
	80							
	81							
26	76	Av. Princesa Isabel	100	100	100	100	100	100
	77							
28	16	Basilio	62	100	65	100	80	73
		Rua Luis Gama	77	100	32	100	90	100
29	15	Basilio	62	100	65	100	80	73
	16	Basilio	62	100	65	100	80	73
		Rua Luis Gama	77	100	32	100	90	100

Tabela 3 – Características das áreas de risco localizada em áreas subnormais. (cont.)

Área de Risco	Sistema de Encosta	Área Subnormal	Pavimentação (%)	Rede de Água Tratada (%)	Rede de Esgoto (%)	Coleta de Lixo (%)	Iluminação Pública (%)	Construções em Alvenaria (%)
30	15	Basilio	62	100	65	100	80	73
31	18	Basilio	62	100	65	100	80	73
		Rua Luis Gama	77	100	32	100	90	100
	19	Basilio	62	100	65	100	80	73
		Rua Luis Gama	77	100	32	100	90	100
32	13	Alto do Seringal	25	100	33	100	81	50
		Nova Esperança	45	100	64	100	76	56
33	15	Basilio	62	100	65	100	80	73
34	15	Nova Esperança	45	100	64	100	76	56
35	10	Alto do Amparo	89	97	82	65	93	84
	11							
	12							
36	43	Tapera/Bela Vista	58	84	100	100	72	69
37								
38								
	44	Tapera/Bela Vista	58	84	100	100	72	69
42	71	Alto da Gamboa	79	100	86	96	74	93
	73							

6 – CONCLUSÕES

A cidade de Ilhéus, a exemplo de outros centros urbanos do País, convive com os problemas de escorregamentos em encostas nos períodos de chuvas intensas e prolongadas. As ocorrências de instabilidade, até o presente momento, não são cadastradas pelo Poder Público Municipal de forma sistemática. As intervenções realizadas, muitas vezes, ocorrem de forma pontual e em caráter de emergência, não sendo percebidas ações de cunho preventivo. Dessa forma, o reconhecimento dos principais condicionantes geológico-geotécnicos dos sistema de encostas do sítio urbano de Ilhéus, aliado ao entendimento da dinâmica da ocupação destas áreas e suas implicações nos processos de instabilidade de encostas, contribui de forma decisiva para a delimitação de áreas com elevado potencial a escorregamentos. Nesse sentido, cerca de 57% de toda a área estudada é coberta por litologias do domínio geológico-geotécnico do substrato cristalino, que tem reflexo na ocorrência de formas de relevo predominantemente de morros, com altitudes que podem chegar, na parte central da cidade, a 50m. Este relevo é caracterizado por declividades variáveis, com o destaque para a classe 20 – 40%, quando excluídos os topos e vales (classe de 0 – 10%). Nesse contexto, as áreas de declives superiores a 10% representam, no domínio do substrato cristalino, cerca de 68% de sua área, ou seja, uma cobertura de aproximadamente 626,7ha. Destes, de acordo com a avaliação da susceptibilidade pelo modelo SINMAP, 72,8% são classificadas como de baixa susceptibilidade a escorregamentos, enquanto que 21,7% de média susceptibilidade, 4,2% de alta susceptibilidade e 1,38% de muito alta susceptibilidade. Estes valores refletem uma representação em área de 458,96, 136,50, 26,45 e 8,68 hectares, respectivamente. Dessa forma, as áreas consideradas de alta a muito alta susceptibilidade englobam cerca de 35,2 hectares do sítio urbano estudado.

Partindo da premissa de que as encostas não ocupadas e preservadas apresentam-se estáveis, as ocorrências de escorregamentos no sítio urbano de Ilhéus e o aumento do grau de risco, via de regra, estão associadas a interferências impostas pela ocupação subnormal. Grande parte das habitações presentes nas encostas ocorrem sobre patamares escavados com a execução de cortes para nivelar o terreno. O solo retirado das escavações, muitas vezes é lançado de forma não controlada na borda do talude, com o objetivo de aumentar a área conquistada para a construção, gerando desta

forma instabilidade a "montante" da residência, devido ao corte abrupto do terreno, e a "jusante", em função do lançamento de aterro não compactado. Quanto a drenagem pluvial, a quase totalidade dos pontos cadastrados não possui sistema de drenagem na encosta. A ausência de drenagem favorece a infiltração das águas e o aumento significativo na velocidade do escoamento nos trechos desmatados, potencializando a ocorrência de processos erosivos. A ocorrência de lançamento de lixo nos taludes é, de fato, comum nas áreas mapeadas. A acumulação de lixo na encosta contribui para a manutenção excessiva de umidade nos solos, propiciando o desenvolvimento acentuado de vegetação do tipo capim, que por sua vez acumulam mais lixo. Esta excessiva umidade do maciço também é potencializada pelo despejo de águas provenientes de lavagem de casas e roupas. Nos locais onde não existe sistema de esgotamento sanitário, também é comum o lançamento do esgoto "in natura" na superfície inclinada dos taludes. Com relação à cobertura vegetal, na maioria das áreas é composta por vegetação secundária. Predominam as espécies rasteiras como o capim colônião, pequenos arbustos e bananeiras. Este tipo de vegetação mostra-se desfavorável para a estabilidade das encostas e a grande maioria dos eventos de escorregamentos ocorre em áreas cobertas por este tipo de vegetação.

Com relação às áreas de risco delimitadas, apenas 7 das 44 estão localizadas em áreas consolidadas, tendo, em médias, as seguintes características: A Rede de Água tratada abastece, em média, 97% dos domicílios das áreas de risco, havendo caso extremo do Alto do Socorro, onde apenas 67% dos domicílios são abastecidos. Quanto à existência de rede de esgoto, em média, 70% dos domicílios utiliza esta rede, a exceção da área de risco de n.3 localizada na Vila Freitas que não possui rede de esgoto. Com relação ao Lixo, de forma geral, o serviço público de coleta abrange, em média, 92% das áreas subnormais. O Alto da Soledade destaca-se com apenas 40% de sua área contemplada pela coleta de lixo. Quanto ao fornecimento de energia elétrica, em média 81% das áreas são abastecidas. Porém, também na área de risco n.3, nas proximidades da Av. Palmares o fornecimento de energia elétrica abrange apenas 40% dos domicílios. As tipologias habitacionais são, em média, 76% construídas de alvenaria de blocos. Situações de precariedade são observadas na Vila Freitas, com apenas 20% de seus domicílios em alvenaria (Área de risco n. 3) e no Alto do seringal, com 50% (áreas de risco n.4 e n.32). Tal comportamento é refletido no cruzamento dos planos de informação da susceptibilidade com as áreas de ocupação subnormal da cidade, onde cerca de 96% da área apresenta baixa susceptibilidade a escorregamentos. Já as áreas consideradas subnormais apresentam uma redução da representatividade da classe de susceptibilidade baixa, seguida por um aumento de cerca de 3 vezes na representatividade das classes Média, Alta e Muito Alta, quando comparadas com os valores obtidos nas áreas de ocupação consolidada.

7 – AGRADECIMENTOS

Os autores registram agradecimento a Universidade Estadual de Santa Cruz, pelo financiamento deste trabalho.

8 – REFERÊNCIAS

- Arcanjo, J.B.A. (1997). Programa Levantamentos Geológicos Básicos do Brasil. Itabuna. Folha SD.24-Y-B-VI. Estado da Bahia – Escala 1:100.000 – Brasília. CPRM, 276p.
- Ayala, F. J. (1987). Introduction a Los Riscos Geológicos. In: Riscos geológicos. Madri: Instituto Geológico y Minero de España. p3-19.
- Cerri, L.E.S. (1993). Riscos Geológicos Associados a Escorregamentos: Uma Proposta para Prevenção de Acidentes. Rio Claro. 197p. Tese (doutorado) – IGCE – Unesp.

- Guidicini, G. E Nieble, C.M. (1976). Estabilidade de Taludes Naturais e de Escavação. São Paulo: Edgard Blucher. 170p.
- Hammond, C., D. Hall, S. Miller and P. Swetik, (1992), "Level I Stability Analysis (LISA) Documentation for Version 2.0," General Technical Report INT-285, USDA Forest Service Intermountain Research Station.
- Lan, H.X., Zhou, C.H., Wang, L.J., Zhang, H.Y., Li, R.H. (2004). Landslide hazard spatial analysis and prediction using GIS in the Xiaojiang watershed, Yunnan, China. Engineering Geology, (76) 109–128.
- Martin, L. Bittencourt, A.C. de S.P., Villas Boas, G.S. et al. (1980). Mapa Geológico do Quaternário Costeiro do Estado da Bahia; escala 1:250.000. Texto explicativo. Salvador: SME/CPM, 57p.
- Pack, R.T., Tarboton, D.G., Goodwin, C.N. (1998). The SINMAP approach to terrain stability mapping. Proceedings of 8th Congress of the International Association of Engineering Geology, Vancouver, British Columbia, Canada, pp. 1157– 1165.
- PEMAS (2002). Plano Estratégico Municipal Para Assentamentos Subnormais. Programa Habitar Brasil/Bid. Subprograma de Desenvolvimento Institucional – Di. Prefeitura Municipal de Ilhéus.
- PMS - Prefeitura Municipal de Salvador. (2003). Plano Diretor de Encostas. Volume Síntese. PMS/SEMIN/CARG – Coord. de Áreas de Risco Geológico.
- Varnes, D.J. (1985). Landslides Hazard Zonation: A Review of Principles and Practice. Unesco. 63p.
- Vieira, C.F.C., Pereira, A.M.S., Cerqueira Neto, J.X., Dias, V.M., Ramos, V.L.S., Sampaio, F.J., Silva, F.R., Correa, P.R.S., Ferreira, L.A.G. (2005). Cartografia Aplicada na Análise de Riscos Geológicos Associados às Encostas Urbanas do Município de Salvador. Anais da IV Conferência Sobre Estabilidade de Encostas. p.103-116. Salvador-BA.

APLICAÇÃO DA *FMEA/FMECA* A UMA BARRAGEM DE RETENÇÃO DE REJEITADOS

Case Study of an application of *FMEA/FMECA* to a Tailing Dam

Ricardo N. C. dos Santos*

Laura M. M. S. Caldeira**

João P. Bilé Serra***

RESUMO – Neste artigo apresenta-se um enquadramento geral das análises de riscos em Geotecnia, perspectivando-se os seus objectivos e os respectivos domínios de aplicação. Referem-se, em pormenor, os seguintes métodos de análise de risco: análise dos modos de rotura e seus efeitos (*FMEA*) e análise dos modos de rotura, seus efeitos e sua criticalidade (*FMECA*). Aplicam-se a *FMEA* e a *FMECA* a uma barragem de aterro convencional para retenção de rejeitados. A utilização de análises de riscos em Geotecnia permite detectar e controlar atempadamente os eventuais problemas e gerir os riscos, reduzindo-os, tão cedo e tão eficientemente quanto possível. Reconhecidas as vantagens das análises de riscos, admite-se que estas possam vir a desempenhar uma função central das actividades desenvolvidas em programas de segurança de obras geotécnicas importantes.

SYNOPSIS – In this work, the objectives and the applications to risk analysis in Geotechnical Engineering are presented. The following risk analysis methods are referred in detail: Failure Modes and Effects Analysis (*FMEA*), and Failure Modes Effects and Criticality Analysis (*FMECA*). *FMEA* and *FMECA* are applied to a tailing dam. Risk analysis allows one to detect and control eventual problems and managing the risks to reduce them in an early stage as efficiently as possible. Once recognized the advantages of risk analysis, they play a major role in the activities of programs of safety of important geotechnical structures.

PALAVRAS CHAVE – Análises de riscos, *FMEA*, *FMECA*, barragem de aterro, retenção de rejeitados.

1 – INTRODUÇÃO

O estudo, aqui apresentado, insere-se nos trabalhos desenvolvidos no âmbito da dissertação de mestrado do primeiro autor (Santos, 2006), galardoada com o prémio da Sociedade Portuguesa de Geotecnia (*SPG*) para a melhor tese mestrado no biénio 2006-2007.

Tradicionalmente, as obras são consideradas seguras quando projectadas e construídas de modo a respeitarem determinados regulamentos técnicos de engenharia. Porém, todas as estruturas construídas pelo Homem têm inerente um potencial risco associado que pode ser analisado, apreciado e gerido. Da ocorrência de um comportamento anómalo numa estrutura geotécnica podem resultar consequências indesejáveis de diferentes graus de severidade, nomeadamente, ao nível dos impactos económicos, ambientais, na saúde e segurança de pessoas, na opinião pública e no descrédito técnico e político. O conceito de risco está intrinsecamente relacionado com todos esses aspectos.

A análise de riscos consiste no exame de como os diferentes factores em jogo podem interagir, quais os cenários que deles podem resultar e que prejuízos podem provocar. Este processo proporciona assim a possibilidade de identificar o modo como as incertezas se podem combinar e como dessa combinação resultam cenários desfavoráveis (Maranha das Neves, 2002).

* Laboratório Nacional de Engenharia Civil. E-mail: ricardos@lnec.pt.

** Laboratório Nacional de Engenharia Civil. E-mail: laurac@lnec.pt.

*** Laboratório Nacional de Engenharia Civil. E-mail: biles@lnec.pt.

Este tipo de análise providencia uma técnica consistente de comparação da segurança relativa das estruturas e permite formalizar os critérios para o estabelecimento de prioridades visando o aumento da segurança estrutural. Em estruturas em que a perda de funcionalidade seja determinante, fornece um meio para a programação de operações de manutenção, de observação, de eventuais reparações e a concepção de equipamentos complementares ou alternativos. Para os problemas de maior complexidade, necessita do envolvimento de equipas de especialistas de diferentes disciplinas, trabalhando em sinergia, que incluam, entre outros, geotécnicos, geólogos, sismólogos, geofísicos, hidrologistas, estruturalistas, hidráulicos, sociólogos, geógrafos, ambientalistas, economistas e, naturalmente, especialistas em metodologias de análises de riscos.

As análises de riscos têm conquistado relevância como um meio para tratar as incertezas associadas à resposta das estruturas geotécnicas, obrigando os investigadores a confrontarem-se directamente com estas e a usarem, na previsão do seu desempenho, as melhores estimativas das condições do terreno e dos parâmetros dos materiais.

As análises de risco podem ter uma aplicabilidade privilegiada para os seguintes tipos de estruturas geotécnicas: barragens de aterro, túneis, estruturas de suporte, canais e condutas, vias de comunicação rodoviárias e ferroviárias, bem como fundações em geral. Refere-se ainda o seu interesse na Geotecnia Ambiental e na Engenharia Sísmica (Baecher e Christian, 2000).

Em Portugal, ao contrário de outros países mais industrializados como os EUA, o Canadá e a Austrália, não existe uma prática corrente na realização de análises de riscos na engenharia geotécnica. De referir os estudos relevantes efectuados por Mineiro (1991), enquadrados no âmbito da 7ª Lição Manuel Rocha, a propósito da barragem de *Al Wahda* (situada em Marrocos) e por Pimenta *et al.*, (2005), relativa à aplicação de uma metodologia simplificada de análise de riscos da enscadeira da barragem de Odelouca. De referir, ainda, o contributo de Caldeira (2006) para o desenvolvimento e a divulgação dos conhecimentos na área de análise de riscos e para o estabelecimento das vantagens e das desvantagens destas abordagens e das condições de aplicabilidade à Geotecnia, em geral, e às barragens de aterro, em particular.

2 – CONCEITOS E PRINCÍPIOS BÁSICOS DAS ANÁLISES DE RISCOS

De acordo com a Comissão Internacional de Grandes Barragens (ICOLD, 1998) “*risco* é uma medida da probabilidade e da severidade de um efeito adverso para a vida, para a saúde, para os bens materiais ou para o ambiente. O risco é estimado pela esperança matemática das consequências de um evento adverso (*e.g.*, o produto da probabilidade de ocorrência e das suas consequências) ou, alternativamente, pela conjugação de todos os conjuntos de três elementos constituídos pelo cenário, pela probabilidade de ocorrência desse evento e pelas consequências associadas”. Assim, o risco depende da probabilidade de rotura, bem como das suas consequências.

Em Portugal, o Regulamento de Segurança de Barragens (RSB, 2007) considera o conceito de risco de acidente ou de incidente. O *risco de acidente ou de incidente* é o produto dos danos potenciais pela probabilidade de ocorrência do acidente ou do incidente a eles relacionado. Os *danos potenciais* correspondem às consequências de um acidente, independentemente da sua probabilidade de ocorrência, as quais podem ser graduadas de acordo com as vidas humanas, bens e ambiente afectado. O RSB (2007) considera um *acidente* como uma ocorrência excepcional cuja evolução não controlada é susceptível de originar uma onda de inundação e um *incidente* como uma anomalia susceptível de afectar, a curto ou a longo prazo, a funcionalidade da obra e que implica a tomada de medidas correctivas. Por sua vez, o ICOLD (1995) define *acidente* como um evento que afecta a segurança da barragem, mas que não evolui para rotura pela tomada de medidas de controlo imediatas. Considera três categorias de acidentes, consoante a fase da vida da obra em que ocorrem: *acidente do tipo 1 (A1)* – um acidente numa barragem em exploração há já algum tempo; *acidente do tipo 2 (A2)* – um acidente numa barragem em observação durante o primeiro enchimento;

acidente do tipo 3 (A3) – um acidente durante a fase construtiva (por exemplo, um assentamento da fundação ou uma instabilidade de taludes) que tenha sido detectado previamente a qualquer enchimento da albufeira e cujo posterior enchimento tenha ocorrido em segurança.

Os Eurocódigos directamente aplicáveis em Geotecnia, em particular, a *EN 1990* (Bases de projecto) e a *EN 1997* (Projecto geotécnico), não referem de forma explícita o conceito de risco. A abordagem por eles considerada contempla diferentes níveis de exigência de segurança (*graus de fiabilidade*) das obras em função das respectivas consequências expectáveis (Caldeira, 2003).

Por vezes, é útil a subdivisão do risco em função da sua natureza, da sua incidência e da possibilidade da sua medição. O risco pode provir de diferentes origens, quer seja de fenómenos naturais, quer tecnológicos. Pode incidir sobre a vida de pessoas, de forma individual ou societal, ou sobre o ambiente. Relativamente à sua medição, o risco pode ser tangível ou intangível. Os primeiros podem ainda ser subdivididos em comensuráveis ou em incomensuráveis.

O *risco individual* define-se como o incremento de risco imposto a um indivíduo pela existência de uma obra potencialmente perigosa. O *risco societal*, quando materializado, assume consequências de grande escala ou abrangência que implicam uma resposta do meio social e político, através de discussão pública e de mecanismos de regulação. Riscos desta dimensão estão, em geral, distribuídos de forma desigual, assim como os respectivos benefícios esperados. O *risco ambiental* está associado à alteração dos ecossistemas naturais no que respeita à sua sustentabilidade ou à amenidade da natureza. Os *riscos tangíveis* são aqueles que, se ocorrerem, terão consequências detectáveis e, em geral, mensuráveis. Por exemplo, a destruição de casas é uma consequência tangível, enquanto que o sofrimento e o trauma são consequências intangíveis. Quando os riscos podem ser mensuráveis por padrões idênticos diz-se que são *riscos comensuráveis*. Nas análises de riscos estes referem-se, habitualmente, a consequências avaliadas em termos monetários.

Os riscos podem ser assumidos de modo *voluntário* ou serem impostos (*involuntários*). O *risco voluntário* é aquele que um indivíduo assume voluntariamente, perspectivando obter algum benefício. Por oposição, o *risco involuntário* é aquele imposto por uma entidade de controlo e não assumido como uma livre escolha pela população em risco (*PAR – Population at Risk*).

No contexto da segurança estrutural (incluindo estruturas geotécnicas), a *rotura* está, em geral, confinada a aspectos de integridade estrutural, e em alguns contextos, inclui o caso especial do colapso ou do movimento global ou parcial da estrutura. Porém, no caso geral das análises de riscos, define-se *rotura* como a perda de capacidade de uma estrutura, ou parte dela, de funcionar como o previsto.

A *rotura de uma barragem* é definida pela *ICOLD* (1995) como o colapso ou movimento de parte da barragem ou da sua fundação de tal modo que ocorra perda de capacidade de retenção de água da albufeira. Em geral, uma rotura resulta na libertação de grandes volumes de água, impondo riscos em pessoas e bens a jusante da barragem. A *ICOLD* (1974) considera duas categorias de roturas: *rotura do tipo 1 (R1)* – rotura importante envolvendo o abandono completo da barragem; *rotura do tipo 2 (R2)* – rotura que, embora severa, permita uma reparação bem sucedida da zona afectada, podendo a barragem ser colocada novamente em exploração.

Um *incidente* numa barragem é definido pela *ICOLD* (1995) como uma rotura ou um acidente que requeira reparações importantes.

No que se refere às análises de riscos, as *consequências* constituem os resultados da concretização de um perigo, expressos qualitativamente ou quantitativamente, em termos de perdas (desvantagens ou benefícios) e ferimentos ou perda de vidas. Num contexto de segurança de barragens, constituem os impactes nas zonas a jusante resultantes da rotura da barragem e incluem o número previsto de pessoas mortas e feridas, a extensão dos prejuízos materiais e os custos de desorganização da actividade económica em consequência da rotura.

Em Geotecnia, as consequências mais relevantes resultantes de uma rotura de uma obra são as seguintes (Santos, 2006): consequências económicas, consequências ambientais, consequências sociais e consequências para a saúde e para a segurança de pessoas.

Uma vez averiguada a natureza dos perigos e as vulnerabilidades associadas, para o desenvolvimento dos processos de análise de riscos é necessário definir o sistema em análise.

O *sistema* é uma entidade constituída por elementos discretos identificáveis (ou subsistemas) e por um grupo de interligações, dependências e interações entre as várias partes envolvidas. É um arranjo ordenado desses elementos (*e.g.*, área espacialmente limitada, estruturas e componentes de equipamentos mecânicos e eléctricos) concebido para evidenciar a inter-actuação entre os vários elementos no desempenho do sistema.

A definição do sistema condiciona o caminho pelo qual a análise de riscos é orientada e deve permitir modelar todas as zonas susceptíveis de sofrer impactes devido à rotura do sistema. Nestes termos, rotura do sistema significa a cessação do funcionamento (ou desempenho) para o qual foi concebido como um todo. O objectivo último de uma análise de riscos é a quantificação das probabilidades e das consequências da rotura do sistema, ou seja, do *risco do sistema*.

Um sistema composto por diversos elementos (ou subsistemas) pode ter diferentes *modos de rotura*. Estes são descritos pelos processos que traduzem o modo como as roturas dos elementos devem ocorrer para provocar a perda de funcionalidade do sistema ou de algum dos subsistemas em análise. Um elemento pode ter vários modos de rotura e cada um deles pode ter diferentes mecanismos de rotura. Um *mecanismo de rotura* é descrito pelos processos e estados físicos que devem ocorrer de acordo com as leis da natureza que regem a progressão do modo de rotura, desde a causa iniciadora até à realização do último efeito da rotura em análise. Para se efectivar um mecanismo de rotura é necessário existir um cenário propício à sua ocorrência – *cenário de rotura*. Este define a combinação de circunstâncias com interesse para uma apreciação do risco (*e.g.*, nível da albufeira, velocidade do vento e pluviosidade).

Na Figura 1 ilustram-se quatro possíveis modos de rotura num dique para dois cenários de rotura distintos e os seus mecanismos de rotura.

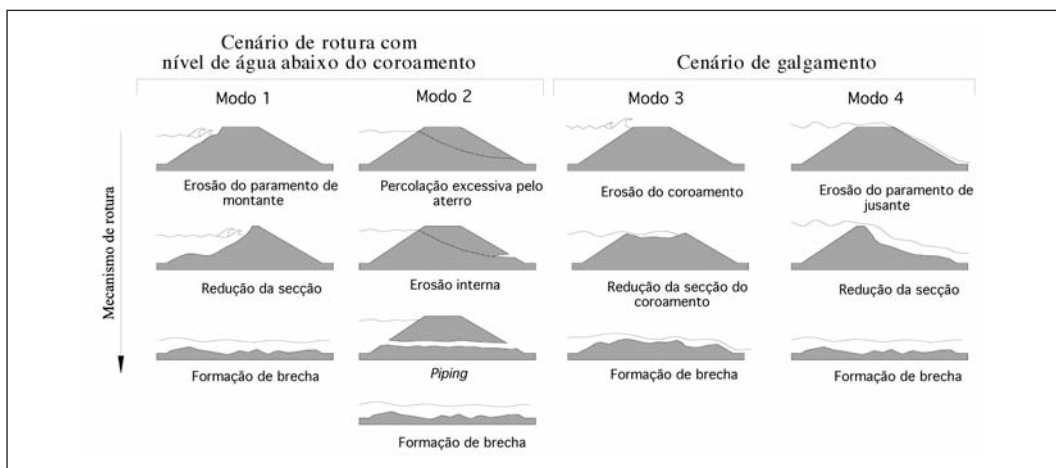


Fig. 1 – Ilustração de possíveis modos de rotura para um sistema associado a um dique (Santos, 2006).

3 – BREVE ENQUADRAMENTO DE UMA ANÁLISE DE RISCOS NUM PROCESSO DE GESTÃO DE RISCOS

Os processos de *gestão de riscos* consistem na aplicação sistemática de políticas, procedimentos e práticas de gestão às tarefas de *identificação*, de *avaliação*, de *mitigação* e de *controlo de riscos*. Englobam também a realização de *análises custo-benefício* das medidas tendentes à *redução do risco*.

A *identificação de riscos* inicia-se pela percepção inicial de eventuais problemas associados à segurança ou à funcionalidade de uma obra. De uma maneira geral, esta etapa inclui: i) a descrição, em traços gerais, do problema em análise; ii) a identificação genérica dos perigos; iii) a indicação de quem e/ou do que se pode encontrar em risco; iv) e a identificação dos possíveis constrangimentos à resolução do problema.

A *avaliação de riscos* envolve a análise e a apreciação de riscos e possibilita a tomada de decisões no decurso de um processo de gestão de riscos. Permite que todas as partes envolvidas nestes processos reconheçam quais os riscos envolvidos e, consequentemente, obriga a que os Donos de Obra tenham de lidar efectivamente com as potenciais consequências de eventos indesejáveis. No âmbito de uma gestão de riscos, inclui as etapas de *análise de riscos* e de *apreciação de riscos*.

Uma *análise de riscos* consiste na utilização de um conjunto de informação disponível para estimar os riscos relativamente a indivíduos ou a populações, a bens ou ao ambiente, devido a perigos. A análise de riscos incorpora a identificação dos eventos indesejáveis que conduzem à materialização dos riscos, a análise dos mecanismos pelos quais esses eventos podem sobrevir e a estimação da extensão, da amplitude e da probabilidade de concretização dos efeitos dos perigos. As análises de riscos podem ter um largo campo de aplicação, atravessando todas as fases de desenvolvimento de uma determinada obra, desde o planeamento, aos estudos de viabilidade, à comparação de diferentes soluções de projecto, à selecção das exigências e à elaboração do projecto, à escolha do contrato de adjudicação de uma obra, ao plano de controlo de qualidade de construção, à fase de serviço ou de exploração, até à definição das políticas de reabilitação ou de abandono.

Entende-se como *apreciação de riscos*, o processo de ponderação e de julgamento do significado dos riscos avaliados nas análises de riscos. Este é efectuado com base em juízos de valor, ou seja, em julgamentos cujo resultado depende dos valores éticos da pessoa ou da sociedade que os aprecia. A apreciação de riscos aborda aspectos tão diversos como os objectivos do dono de obra, os valores sociais, a legislação, os regulamentos e as orientações normativas. Os resultados da análise de riscos entram no processo de decisão, explícita ou implicitamente, formulando-se considerações sobre a importância relativa dos riscos calculados, com o objectivo de identificar e analisar o leque de alternativas que se colocam no âmbito da gestão de riscos. Uma das dificuldades da avaliação de riscos reside na aceitabilidade dos riscos.

Visando assegurar a verificação de todos os critérios de aceitabilidade dos riscos avaliados, pode ser necessário realizar procedimentos tendentes à elaboração de recomendações de *apoio à decisão e ao controlo de riscos*. É usual a utilização do princípio *ALARP* (*As Low As Reasonably Practical*). Este princípio estabelece que os riscos superiores a um limite de aceitabilidade, só são toleráveis se a sua redução for impraticável ou se os custos associados a esta redução forem fortemente desproporcionados relativamente aos benefícios daí decorrentes (Caldeira *et al.*, 2005).

A *tomada de decisões*, estruturada ou não, pode envolver a interacção entre o decisor e a equipa responsável pela apreciação de riscos, de modo a que ambos compreendam devidamente o contexto da decisão e tenham em conta os valores e as preferências do decisor na apresentação dos resultados da apreciação do risco.

O *controlo de riscos* refere-se à implementação de medidas para eliminar ou mitigar o risco e à reavaliação periódica da sua eficácia. As *medidas de mitigação de riscos* consistem na aplicação selectiva de técnicas e de princípios de gestão apropriados para atenuar a verosimilhança de uma ocorrência (*medida preventiva*) ou a severidade das suas consequências adversas (*medidas de protecção*) ou ambas.

Em geral, não é possível nem prática a eliminação completa dos riscos das obras geotécnicas. Assim, devem ser identificados quais os riscos a gerir, a mitigar ou a controlar. As *medidas de mitigação* baseiam-se em estudos específicos, podendo ser de índole estrutural, não estrutural, educacional e organizacional. A título de exemplo, referem-se as acções de reabilitação, as restrições à exploração e ao ordenamento do território, a adopção de sistemas de observação e de aviso e alerta e os planos de emergência.

Seguidamente, apresentam-se os conceitos fundamentais de dois métodos de *análise de riscos*, as análises dos modos de rotura e seus efeitos (*FMEA*) e sua criticalidade (*FMECA*), que são aplicadas, respectivamente, nas Secções 5 e 6, a uma barragem de aterro convencional de retenção de rejeitados.

4 – ANÁLISE DOS MODOS DE ROTURA E SEUS EFEITOS (*FMEA*) E SUA CRITICALIDADE (*FMECA*)

FMEA é o acrónimo na língua inglesa para *Failure Modes and Effects Analysis*. A aplicação deste método inicia-se pela definição do sistema, seguindo-se-lhe a identificação para cada componente constituinte do sistema das respectivas funções e dos potenciais modos de rotura e terminando com a avaliação dos seus efeitos na componente em análise e no comportamento global do sistema. O método procura ainda explicitar os procedimentos para detecção das roturas e para o controlo dos seus efeitos no sistema. Diferencia-se dos restantes tipos de análises de riscos pelo facto de o elo de ligação entre as diferentes componentes do sistema ser estabelecido em termos da função exercida e da respectiva participação no desempenho global do sistema.

A *FMEA* aplica-se, essencialmente, para avaliações preliminares visando, sobretudo, a melhoria do conhecimento acerca do funcionamento e do desempenho dos sistemas. De entre as metodologias disponíveis (Caldeira, 2005), a *FMEA* permite a ilustração dos aspectos relevantes de aplicação deste tipo de análises, servindo de base a desenvolvimentos futuros através de abordagens mais complexas, como por exemplo, a análise de árvores de eventos (*ETA – Event Tree Analysis*) ou a análise de árvore de falhas (*FTA – Fault Tree Analysis*).

Admite-se que ocorre uma rotura da componente sempre que esta cessa de desempenhar adequadamente as funções para as quais foi concebida, assumindo-se, no entanto, que todos os restantes elementos constituintes do sistema funcionam adequadamente.

A *FMEA* segue uma estrutura básica, perfeitamente definida, com seis etapas básicas:

- i) Estruturação do sistema.
- ii) Definição das funções/requisitos de cada componente do sistema.
- iii) Identificação dos modos potenciais de rotura associados a cada função de cada componente.
- iv) Identificação das causas potenciais.
- v) Descrição dos efeitos directos, nas demais componentes e no sistema.
- vi) Identificação das medidas disponíveis para a detecção das causas ou dos modos de rotura e para o controlo dos seus efeitos.

A *estruturação do sistema* inclui, para além da identificação dos elementos constituintes da própria obra, a consideração de todos os elementos que afectam o desempenho da estrutura ou que podem ser afectados pela sua perda de funcionalidade ou pelo seu colapso.

Em barragens de aterro, a extensão dos danos a jusante causados por uma eventual onda de cheia associada à formação de brecha na barragem e a eventual contaminação da água na albufeira, devido, por exemplo, à submersão de minas, implicam a consideração de fronteiras bastante mais alargadas do que as que resultariam da mera consideração da própria estrutura.

O sistema é progressivamente subdividido até se atingir um nível onde seja possível obter uma compreensão e descrição adequadas do seu funcionamento e uma identificação correcta dos respectivos modos de rotura. Adicionalmente, admite-se que os efeitos de um modo de rotura de uma componente são responsáveis por modos de rotura de subsistemas de nível superior na cadeia hierárquica (Hartford e Baecher, 2004). As componentes de detalhe mais elevado são designadas por componentes básicas. As *componentes básicas* devem desempenhar *funções* perfeitamente definidas para o correcto desempenho dos subsistemas de nível superior, dos sistemas principais e, em última análise, do próprio sistema.

Os *modos de rotura* das componentes básicas podem ser descritos em termos de roturas funcionais. A sua ocorrência é provocada pelas *causas iniciadoras*, que podem ter origem em fenómenos naturais, num processo físico, químico ou biológico, em deficiências de construção, na deficiente qualidade dos materiais, em falhas operacionais e em acções humanas. Os modos de rotura de subsistemas, que não componentes básicas, podem ser causados por efeitos de modos de rotura de subsistemas de níveis inferiores e por causas iniciadoras.

Os *efeitos dos modos de rotura* traduzem as consequências, em termos do desempenho das componentes básicas, dos subsistemas e do sistema global. Podem classificar-se em três grandes grupos: *efeitos imediatos*, *efeitos próximos* e *efeitos finais*. Os *efeitos imediatos* referem-se às consequências na componente em análise, enquanto os *efeitos próximos* relatam os efeitos em subsistemas adjacentes de nível superior. À medida que se prossegue na cadeia de acontecimentos, pode ocorrer uma sequência de efeitos em componentes de subsistemas de nível sistematicamente superior, conduzindo, por fim, aos efeitos finais no sistema como um todo – *efeitos finais*.

A análise é completada com a descrição dos meios e dos métodos disponíveis em obra capazes de *detectar* as causas iniciadoras dos modos de rotura e, caso estes se iniciem, de *controlar* a progressão dos seus efeitos no sistema.

Para a apresentação detalhada dos resultados de uma forma sistemática, estruturada e concisa, com vista à sua futura revisão ou actualização, recorre-se, em geral, a tabelas (Santos, 2006).

A *FMEA* é apenas descritiva e não aborda de uma forma directa o conceito de risco, o que limita a interpretação dos resultados. Num contexto de análise de riscos é fundamental dispor de uma ferramenta que permita conhecer qual a importância relativa de cada componente no funcionamento global do sistema. Para tal, é necessário complementar a *FMEA* com uma forma de descrever e avaliar a influência combinada dos modos de rotura e a severidade das suas consequências, isto é, avaliar a criticidade do risco associado a cada modo de rotura.

A análise dos modos de rotura, seus efeitos e criticidade (*FMECA*) pode ser considerada como uma extensão do processo da *FMEA*, permitindo ordenar os vários modos de rotura por criticidade para assim intervir nos itens mais críticos.

Uma limitação desta metodologia reside na dificuldade de modelar e analisar as redundâncias do sistema. De facto, a perda de funcionalidade de componentes individuais pode não implicar a rotura do sistema e, até mesmo, nem lhe causar efeitos observáveis, já que pode ser compensada pelo funcionamento de outro elemento do sistema. No método examinam-se unicamente os modos de rotura associados a cada componente individual, não considerando os efeitos combinados de modos de rotura de diferentes componentes do sistema. Assim, poderão ser, inadvertidamente, negligenciados determinados cenários de rotura. Outra desvantagem relevante da *FMEA/FMECA* é a dificuldade de consideração do factor tempo, designadamente, a incapacidade de modelar estádios intermédios.

5 – APLICAÇÃO DA *FMEA* A UMA BARRAGEM DE ATERRO DE RETENÇÃO DE REJEITADOS

Nesta secção efectua-se uma análise de riscos do sistema geotécnico associado a uma barragem de aterro convencional para retenção de rejeitados – a barragem de Cerro do Lobo – através da análise dos modos de rotura e seus efeitos (*FMEA*). Na secção 6 apresenta-se a extensão da *FMEA* efectuada para atender à criticidade dos modos de rotura identificados (*FMECA*).

5.1 – Descrição sucinta da obra

A barragem de Cerro do Lobo, integrada no complexo mineiro da Sociedade Mineira de Neves-Corvo (*SOMINCOR*), destina-se ao armazenamento sub-aquático dos rejeitados resultantes do processo de concentração de minérios de cobre e de estanho (Figura 2). Com vista à minimização

dos impactes ambientais, a barragem foi concebida com a filosofia de descarga nula (*HIDROPRO-JECTO*, 2002).

As sucessivas configurações da barragem foram ditadas pelas necessidades crescentes de armazenamento (ver Quadro 1).

À data da análise, a estrutura de retenção era constituída por quatro corpos: barragem principal (*BP*), duas portelas na margem esquerda (*ME1* e *ME2*) e uma portela na margem direita (*MD*) (Figura 2).



Fig. 2 – Fotografia aérea da barragem de Cerro do Lobo (fonte: *SOMINCOR*).

Na primeira fase construtiva, o perfil transversal da barragem era composto por um aterro zonado, com núcleo central argiloso proveniente da alteração de xistos e maciços estabilizadores de materiais granulares rejeitados (enrocamento) da mina e, complementarmente, de material de uma pedreira.

Quadro 1 – Cota do coroamento dos aterros e características de exploração da albufeira para cada fase construtiva da barragem.

Fase construtiva	Cota coroamento (m)	NPA (m)	Folga de projecto (m)	Volume de armazenamento (dam ³)
1ª	244,00	243,00	1,00	6
2ª	248,00	246,75	1,25	11
3ª	252,00	250,50	1,50	15
4ª	255,00	253,50	1,50	20

A construção decorreu segundo o processo de alteamento a jusante (Vick, 1990), tendo sido mantidas as inclinações dos paramentos dos maciços estabilizadores (Figura 3).

A *estanqueidade do corpo da barragem* a cotas superiores a (244) (cota de implantação do coroamento do núcleo) é garantida através da instalação, no prolongamento do núcleo argiloso, de *geomembranas rugosas*, devidamente seladas por intermédio de uma mistura de areia e bentonite compactada. Nas zonas em que a cota da fundação é superior a (244) o sistema de impermeabilização é apenas composto pela geomembrana. A ligação desta cortina à fundação e aos encontros foi materializada através de um plinto em betão armado.

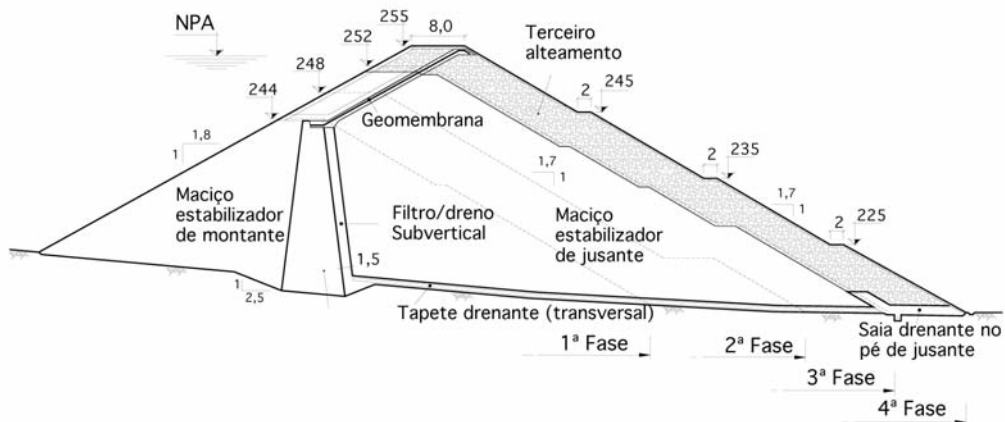


Fig. 3 – Perfil transversal de altura máxima da barragem principal (HIDROPROJECTO, 2002).

O sistema de drenagem da barragem principal (BP) é constituído por um filtro sub-vertical e um tapete drenante localizado no fundo do vale (Figura 4). Para captação da água percolada na zona superficial da fundação, a barragem dispõe ao longo de todo o seu perímetro de jusante de uma saia drenante. A jusante foram instalados poços (IBR – Infiltração Barragem de Rejeitados) onde as águas são colectadas e bombeadas de retorno para a albufeira.

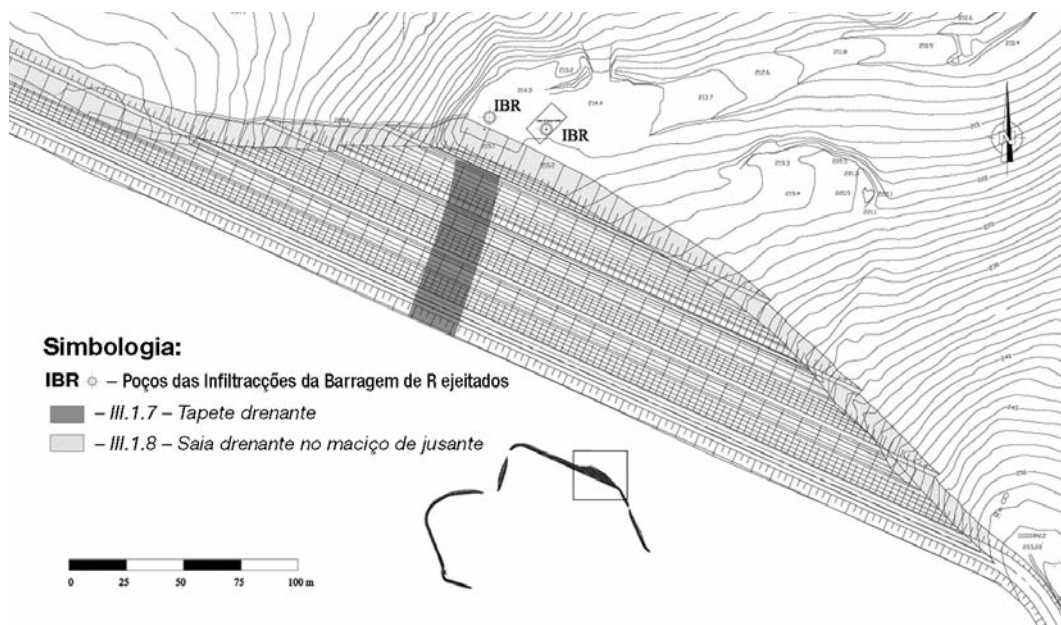


Fig. 4 – Sistema de drenagem e poços IBR da BP (HIDROPROJECTO, 2002).

Não obstante a filosofia de projecto de descarga nula, a barragem dispõe de um *descarregador de cheias* em degraus localizado na parte terminal da portela ME2.

A fundação é constituída por camadas alternantes de grauvaques e de xistos e foi objecto de um saneamento superficial, com cerca de meio metro de profundidade.

5.2 – Âmbito da análise

A presente análise incide sobre a *fase da vida da obra* relativa à exploração entre o último alteamento (terceiro) e o previsível encerramento da exploração da albufeira.

A situação de referência do sistema é definida com base em *variáveis de estado* que caracterizam os aspectos capazes de influenciar a ocorrência de determinados acontecimentos ou a sua verosimilhança ou, ainda, a severidade dos seus efeitos globais no sistema.

Para a presente análise entende-se como suficiente a definição de duas variáveis de estado – o *nível do sobrenadante* e o *nível dos rejeitados*. Pressupõe-se a invariabilidade das variáveis de estado do sistema.

Verifica-se que quanto maior for a cota do sobrenadante maior será a carga hidráulica sobre a barragem e mais intensas serão as acções e a verosimilhança da ocorrência de problemas de segurança. Por outro lado, os rejeitados são constituídos por materiais com uma significativa percentagem de finos, pelo que a sua densificação poderá diminuir a permeabilidade do fundo da albufeira e colmatar discontinuidades geológicas do terreno, atenuando os problemas associados à percolação pela fundação. Os benefícios daí decorrentes serão tanto maiores quanto mais elevada for a cota de rejeitados.

Em face do exposto, adopta-se como situação de referência para o nível da fase líquida a correspondente ao Nível de Pleno Armazenamento (NPA) e para o nível da fase sólida a cota correspondente ao levantamento batimétrico de Maio de 2005 (cota 248) (Figura 5).

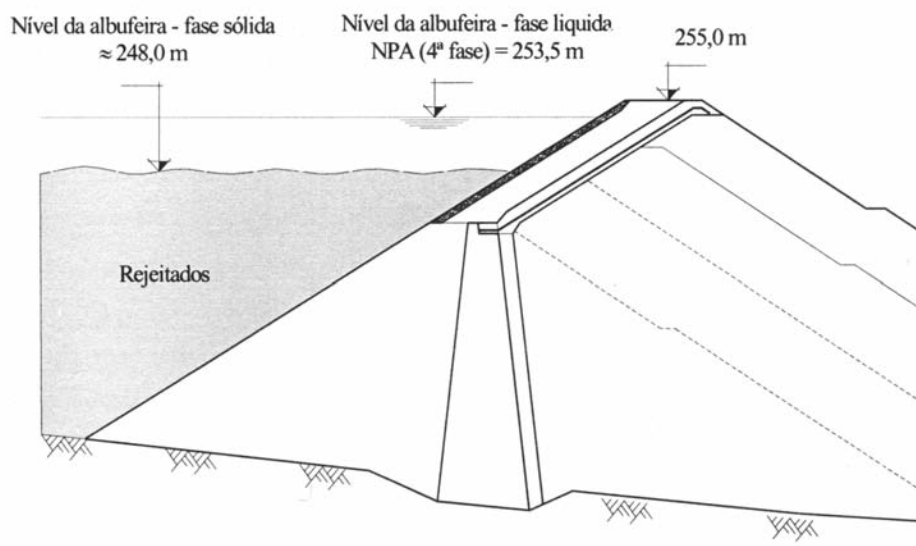


Fig. 5 – Variáveis de estado – níveis das fases sólida e líquida (Santos et al., 2006).

5.3 – Definição do sistema

O *sistema* deve ser definido de modo a contemplar todas as partes de interesse capazes de sofrerem ou causarem danos derivados dum incorrecto funcionamento estrutural, hidráulico ou ambiental de qualquer elemento associado à obra. Assim, para além da estrutura geotécnica *per si*, deve ser incluída no sistema toda a sua zona de influência.

A definição do *sistema* funde duas etapas indissociáveis e fundamentais do processo da FMEA: a *identificação e a estruturação das componentes básicas* que formam o sistema em subsistemas dispostos de forma hierárquica e a *definição das funcionalidades* ou dos requisitos de operacionalidade que cada uma delas deve satisfazer para o normal desempenho do sistema.

A definição do sistema inicia-se com a identificação dos *sistemas principais*. Na Figura 6 esquematiza-se o sistema global referente à barragem de Cerro do Lobo, estruturado em nove sistemas principais numa forma conveniente para a análise de forma a descrever o funcionamento global do sistema através do processo da FMEA. Aqueles, por sua vez, estão subdivididos sucessivamente em subsistemas, num máximo de dois níveis, até se atingirem as componentes básicas. A configuração final apresentada resultou de um processo iterativo que se desenvolveu à medida que a análise foi progredindo, de modo a serem identificados e contemplados todos os possíveis riscos associados à obra. A representação das componentes na forma hierárquica (Figura 6) foi efectuada recorrendo ao módulo FMEA/FMECA do programa *ITEM Toolkit* © (*ITEM Toolkit Software*, 2001).

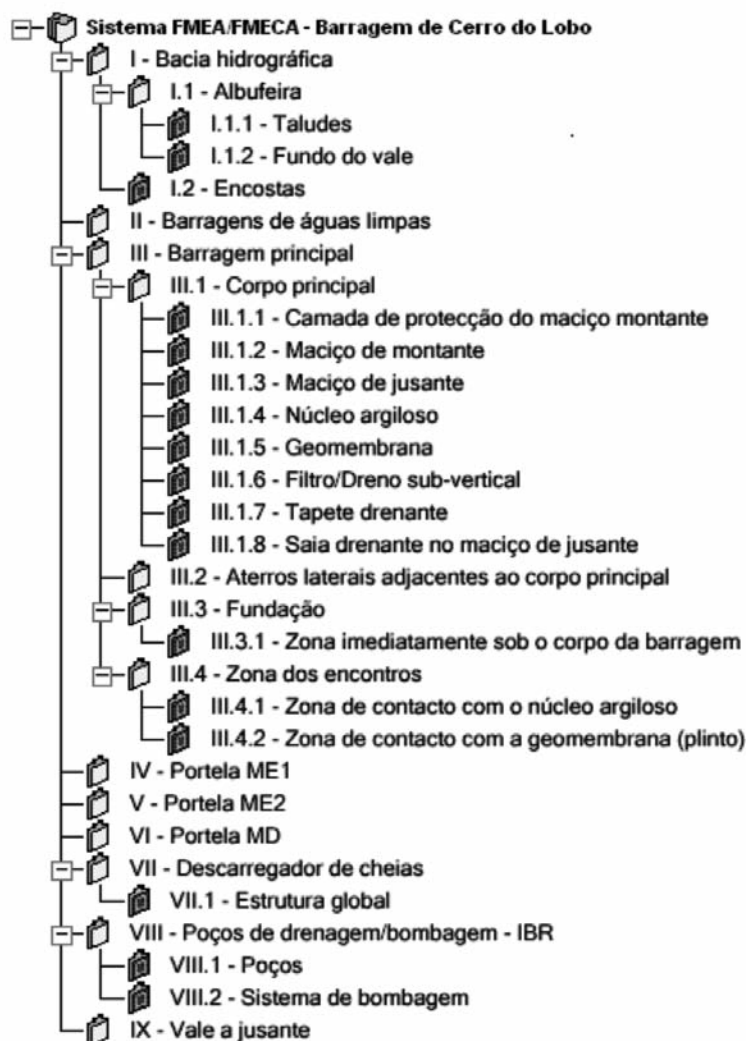


Fig. 6 – Estrutura hierárquica do sistema associado à barragem de Cerro do Lobo.

De todos os sistemas principais considerados, alguns não representam fisicamente a barragem de aterro na qualidade de estrutura geotécnica. Nesse conjunto englobam-se, por exemplo, os sistemas principais: *I – Bacia hidrográfica* e *IX – Vale a jusante*. No entanto, a consideração destes elementos é absolutamente fundamental para a relevância e o sucesso da análise, pois têm um reflexo significativo ou podem ser afectados pelo funcionamento do sistema.

Não são efectuadas quaisquer análises dos sistemas principais associados às várias portelas, ou seja, *IV, V e VI*, e ao subsistema de primeiro nível *III.2*. A sua consideração conduziria a um volume excessivo de informação que, essencialmente, seria uma repetição do apresentado para o subsistema *III.1 – Corpo principal*, desviando as atenções do objectivo fundamental da análise – aplicação prática da *FMEA* a um sistema geotécnico.

No Quadro 2 encontram-se resumidas as *funcionalidades* de todas as componentes básicas consideradas para o sistema relativo à barragem de Cerro do Lobo, assim como os respectivos códigos de identificação em concordância com a estrutura hierárquica (ver Figura 6).

Quadro 2 – Funcionalidade das componentes básicas do sistema considerado na Figura 6.

ID	Descrição da componente	Funcionalidades ou requisitos de operação
I.1.1	Taludes	Garantir a retenção da água e rejeitados na albufeira
I.1.2	Fundo do vale	Garantir a retenção da água e rejeitados na albufeira e impermeabilizar o fundo da albufeira
I.2	Encostas	Captar as águas para a albufeira
III.1.1	Camada de protecção do maciço montante	Proteger o maciço de montante
III.1.2	Maciço de montante	Conferir estabilidade mecânica
III.1.3	Maciço de jusante	Conferir estabilidade mecânica
III.1.4	Núcleo argiloso	Reduzir a condutividade hidráulica na zona inferior do corpo da barragem
III.1.5	Geomembrana	Impermeabilizar a zona superior do corpo da barragem (alteamentos)
III.1.6	Filtro/dreno sub-vertical	Evitar a erosão do núcleo e drenar o fluxo de água percolado através dos órgãos impermeabilizantes
III.1.7	Tapete drenante	Filtrar e drenar a fundação subjacente e escoar a água do filtro sub-vertical
III.1.8	Saia drenante no maciço de jusante	Drenar a água recolhida na camada superficial da fundação e, acessoriamente, nos tapetes drenantes e conduzi-la para os poços IBR
III.3.1	Zona imediatamente sob o corpo da barragem	Garantir capacidade de suporte do corpo da barragem, reter água na albufeira e evitar contaminação do aquífero
III.4.1	Zona de contacto dos encontros com o núcleo argiloso	Garantir capacidade de suporte do corpo da barragem e reter água na albufeira
III.4.2	Zona de contacto dos encontros com a geomembrana (plinto no maciço)	Garantir capacidade de suporte do corpo da barragem e reter água na albufeira
VII.1	Estrutura global do descarregador de cheias	Assegurar o escoamento de água em condições excepcionais de aflúencias
VIII.1	Poços de bombagem	Recolher o caudal percolado pela barragem
VIII.2	Sistema de bombagem	Bombear para a albufeira o caudal que aflui aos poços

5.4 – Modos potenciais de rotura e causas iniciadoras

Os *modos de rotura* foram definidos atendendo às possíveis perdas de funcionalidade das componentes básicas com causas iniciadoras (“*root causes*” não associadas a modos de rotura de outros subsistemas) e de acordo com os seguintes critérios: (i) adopção de modos de rotura concebíveis para a barragem de Cerro do Lobo na fase da vida da obra em análise, e (ii) a efectivação destes modos conduz a consequências no sistema com severidade não desprezável.

No Quadro 3 apresentam-se todos os *modos de rotura* das componentes identificadas e estruturadas no ponto anterior considerados como relevantes para a análise de riscos. Para facilitar a correlação entre os modos potenciais de rotura e a componente onde podem ocorrer, aqueles são identificados através do código da componente, ao qual é acrescentado, entre parênteses, o número de ordem correspondente ao modo de rotura considerado. Nesse Quadro indicam-se igualmente quais as suas eventuais *causas iniciadoras*.

Em Santos (2006) apresentam-se os principais problemas que cada uma das componentes básicas consideradas poderiam exibir e as respectivas eventuais causas originadoras. A justificação do conteúdo do Quadro 3 pode ser encontrada naquela referência.

Quadro 3 – Modos de rotura das componentes básicas e suas causas iniciadoras.

ID Comp.	Potenciais modos de rotura (MR)	Eventuais causas iniciadoras
I.1.1	I.1.1.(1) Percolação excessiva a grande distância.	Presença de formações permeáveis, com continuidade
I.1.2	I.1.2.(1) Percolação excessiva	Alterabilidade química do maciço; Presença de formações permeáveis, com continuidade a grande distância; Excessiva permeabilidade dos rejeitados.
I.2	I.2.(1) Arraste de material sólido	Pluviosidade intensa
III.1.1	III.1.1.(1) Erosão	Ondulação sob acção do vento; Alterabilidade química dos materiais; Ciclos de molhagem e secagem ou variações térmicas (fracturação e meteorização).
III.1.2	III.1.2.(1) Desestabilização associada a movimentos de massas de solo	Acção sísmica; Alterabilidade química dos materiais; Insuficiente resistência na interface aterro/geomembrana.
	III.1.2.(2) Deformação excessiva	Alterabilidade química dos materiais; Colapso; Fluência; Deficiente compactação dos aterros.
III.1.3	III.1.3.(1) Desestabilização associada a movimentos de grandes massas de solo	Acção sísmica; Deficiente ligação entre materiais aplicados nas diferentes fases do alteamento.
	III.1.3.(2) Deformação excessiva	Carregamento do 3º alteamento (4ª fase); Fluência; Deficiente compactação do aterro do alteamento.
	III.1.3.(3) Erosão externa	Balanço hidrológico desfavorável – com galgamento.
III.1.4	III.1.4.(1) Percolação excessiva (sem fissuração)	Alterabilidade química dos materiais; Dissolução dos materiais; Elevada carga hidráulica.
	III.1.4.(2) Percolação excessiva (com fissuração)	Fracturação hidráulica.
III.1.5	III.1.5.(1) Danificação da geomembrana	Ataque químico; Deficiente instalação; Deficiente ligação ao núcleo ou aos encontros.
III.1.6	III.1.6.(1) Perda de estabilidade interna ou externa	Inadequação dos materiais ou da sua colocação; Alterabilidade química dos materiais.

Quadro 3 – Modos de rotura das componentes básicas e suas causas iniciadoras. (*Cont.*)

ID Comp.	Potenciais modos de rotura (MR)	Eventuais causas iniciadoras
III.1.6	III.1.6.(2) Insuficiente capacidade drenante	Inadequação da granulometria; Espessura insuficiente (aumento da cota de exploração).
III.1.7	III.1.7.(1) Perda de estabilidade interna ou externa	Inadequação dos materiais ou da sua colocação; Alterabilidade química dos materiais.
	III.1.7.(2) Insuficiente capacidade drenante	Secção insuficiente (aumento da cota de exploração); Inadequação da granulometria.
III.1.8	III.1.8.(1) Perda de estabilidade interna ou externa	Inadequação dos materiais ou da sua colocação; Alterabilidade química dos materiais.
	III.1.8.(2) Insuficiente capacidade drenante	Secção insuficiente (aumento da cota de exploração); Alterabilidade química dos materiais.
III.3.1	III.3.1.(1) Percolação excessiva	Falta de tratamento da fundação; Alterabilidade química da fundação.
	III.3.1.(2) Percolação profunda	Falta de tratamento da fundação.
III.4.1	III.4.1.(1) Percolação excessiva	Deficiente compactação; Falta de tratamento do maciço; Alterabilidade química do maciço; Deficiente saneamento.
III.4.2	III.4.2.(1) Percolação excessiva	Falta de tratamento do maciço; Deficiente saneamento; Deficiente ligação.
VII.1	VII.1.(1) Funcionamento hidráulico sem danos	Balanço hidrológico desfavorável.
	VII.1.(2) Funcionamento hidráulico com danos	Deficiente qualidade do betão.
VIII.1	VIII.1.(1) Sedimentação	Arrastamento de finos.
	VIII.1.(2) Colmatção	Arrastamento de finos.
VIII.2	VIII.2.(1) Avaria mecânica	Falhas mecânicas nas bombas.
	VIII.2.(2) Potência insuficiente	Aumento do caudal percolado ao longo do tempo.
	VIII.2.(3) Falha eléctrica	Falha no fornecimento de energia; Descarga eléctrica (<i>e.g.</i> , trovoadas).

5.5 – Sequência de efeitos dos modos potenciais de rotura

Identificadas as eventuais causas iniciadoras dos modos de rotura e admitidas as suas ocorrências, interessa, agora, avaliar a cadeia Modos de rotura/Modos Contribuintes/Efeitos ao longo da hierarquia do sistema anteriormente definido.

Dada a natureza hierárquica do sistema, a análise deverá iniciar-se pelos subsistemas de frente (componentes básicas). Os seus modos de rotura têm neles efeitos imediatos, que, por consequência, são modos de rotura do subsistema de nível de detalhe inferior, e assim sucessivamente, em níveis de detalhe progressivamente inferiores, até se atingirem os sistemas principais e, finalmente, o sistema como um todo.

A cadeia de sucessivos acontecimentos entre subsistemas de diferentes níveis é um assunto complexo e de difícil abordagem. É conveniente que a aplicação do método inclua uma forma de representar a sequência dos efeitos dos vários modos de rotura das componentes básicas nos suces-

sivos subsistemas de nível de detalhe inferior. Como exemplo, na Figura 7 representa-se a cadeia de sucessivos efeitos induzidos pelos dois modos potenciais de rotura da componente básica *III.1.7* – *Tapete drenante*.

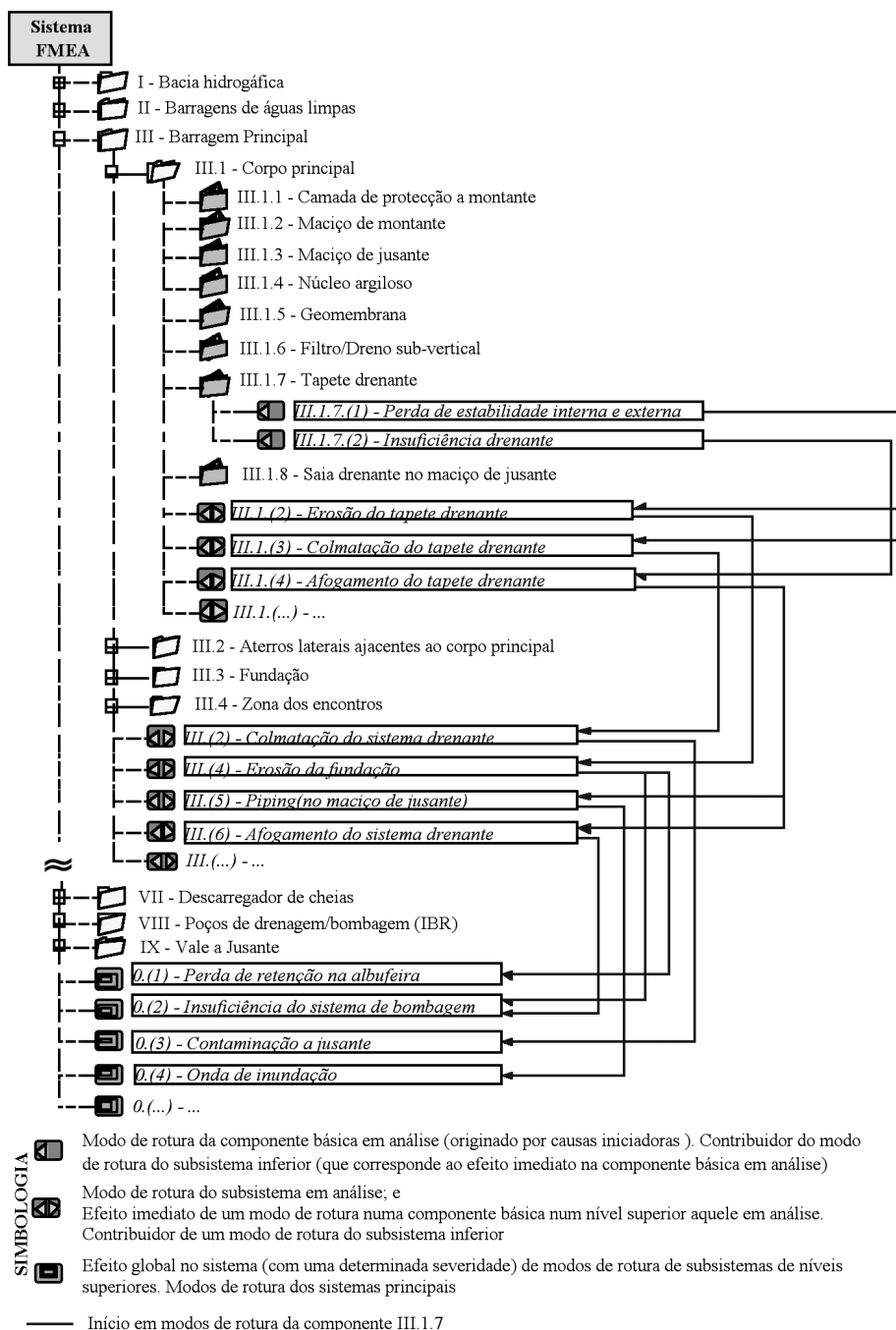


Fig. 7 – Modos de rotura/efeitos em subsistemas de nível sucessivamente superior para a componente *III.1.7* – *Tapete drenante* (Santos *et al.*, 2006).

Para o primeiro modo de rotura, *III.1.7.(1) – Perda de estabilidade interna ou externa* – considera-se como possíveis causas iniciadoras a ocorrência conjugada dos seguintes factores: (i) inadequação dos materiais ou da sua colocação, devido à utilização de solos que violam os critérios de filtro (Sherard e Dunnigan, 1989; Sherard *et al.*, 1984) relativamente à fundação, à sua contaminação com os materiais de aterro adjacente ou à segregação dos materiais; (ii) e alterabilidade química dos materiais, face às condições de agressividade prevalentes no local (ver Quadro 3).

O segundo modo de rotura, *III.1.7.(2) – Insuficiente capacidade drenante*, pode ocorrer devido a uma eventual insuficiência da secção ou de inadequação da granulometria dos materiais. Salienta-se que esta componente será submetida a condições progressivamente mais gravosas devido à subida da cota de exploração e consequente aumento da carga hidráulica e subida da linha de saturação no interior do aterro.

Primeiro modo de rotura do tapete drenante

Sobre a própria componente básica considera-se como possível, devido à *III.1.7.(1) – Perda de estabilidade interna ou externa*, a ocorrência dos seguintes efeitos (imediatos): *III.1.(2) - Erosão do tapete drenante* devido ao arrastamento das suas partículas para o exterior; e *III.1.(3) – Colmatação do tapete drenante* devido ao arrastamento de partículas mais finas da fundação.

Na Figura 7 estes efeitos imediatos correspondem a modos de rotura (designados simplifadamente como MR) do subsistema de nível de detalhe imediatamente inferior (III.1- Corpo principal), ou seja, *III.1.(2)- Erosão do tapete drenante* e *III.1.(3) - Colmatação do tapete drenante*.

Por sua vez, esses MR têm como contribuinte directo o primeiro modo de rotura da componente básica em análise *III.1.7.(1)*. Para além deste contribuinte podem existir outros relativos a modos de rotura de outras componentes.

No subsistema de nível imediatamente de detalhe inferior (*III – Barragem principal*) o efeito (próximo) associado à erosão do tapete drenante é a *III.(4) – Erosão da fundação* por perda de material para o interior do tapete drenante. Por sua vez, a colmatação do tapete drenante impede progressivamente o escoamento da água inviabilizando o funcionamento de todo o sistema drenante (*III.(2) – Colmatação do sistema drenante*).

Para completar a análise da progressão do MR da componente básica em análise é necessário identificar os seus efeitos finais. São considerados para o efeito próximo *III.(4) a 0.(1) – Perda de retenção na albufeira* (com consequente exposição aos agentes atmosféricos) devido ao aumento dos caudais percolados pela fundação e à descida do nível de sobrenadante; e a *0.(2)–Insuficiência do sistema de bombagem* (causando uma contaminação local em redor dos poços IBR) devido ao caudal captado exceder a capacidade de bombagem, escoando-se parte da água para jusante.

Por outro lado, o efeito próximo *III.(2) – Colmatação do sistema drenante* tem como efeito final a *0.(3) - Contaminação a jusante* induzida pelo escoamento pela fundação e pela saída da água a jusante dos poços de bombagem IBR.

Segundo modo de rotura do tapete drenante

O segundo MR da componente em análise, *III.1.7.(2) – Insuficiente capacidade drenante*, tem como único efeito imediato o *III.1.(4)- Afogamento do tapete drenante*. Este pode originar erosão interna do maciço de jusante constituído pelos rejeitados e progredir para *III.(5) – Piping (no maciço de jusante)* ou apenas originar o *III.(6) – Afogamento do sistema drenante*, cujos efeitos finais se traduzem, respectivamente, pela formação de uma brecha e a geração de uma *0.(4)- Onda de inundação* e pela *0.(2) – Insuficiência do sistema de bombagem* pelas razões atrás apontadas.

Para obter resultados consistentes e substanciais com este método é importante manter uma atitude disciplinada no raciocínio “*causa – efeito*”. Caso contrário, a análise pode tornar-se difícil

e descontrolada e gera muita confusão entre o que são modos de rotura, causas ou efeitos, dando azo à ocorrência de situações indesejáveis de ciclos envolvendo esses conceitos em diferentes componentes do sistema.

No Quadro 4 apresenta-se a *sequência de efeitos* de todos os *MR* considerados para o sistema da barragem de Cerro do Lobo.

Quadro 4 – Sequência de efeitos dos modos de rotura indicados no Quadro 3.

ID MR	ID	Efeitos imed.	ID	Efeitos próximos	ID	Efeitos finais
I.1.1.(1)	I.1.(1)	Contaminação do maciço (taludes)	I.(2)	Contaminação do maciço	0.(13)	Contaminação das zonas envolventes
I.1.2.(1)	I.1.(2)	Sem efeito	I.(3)	Sem efeito	0.(13)	Contaminação das zonas envolventes
I.2.(1)	I.(1)	Ravinamento	0.(5)	Diminuição do encaixe da albufera	0.(5)	Diminuição do encaixe da albufera
III.1.1.(1)	III.1.(5)	Formação de escarpas e praias	III.(8)	Diminuição do corpo da barragem	0.(5)	Diminuição do encaixe da albufera
III.1.2.(1)	III.1.(7)	Zona de escorregamento a montante	III.(8)	Diminuição do corpo da barragem	0.(5)	Diminuição do encaixe da albufera
III.1.2.(2)	III.1.(6)	Assentamento a montante e no coroamento	III.(7)	Perda de folga	0.(6)	Perda de folga
III.1.3.(1)	III.1.(8)	Zona de escorregamento a jusante	III.(9):: III.(12):: III.(10):: III.(11)	Diminuição do corpo da barragem a jusante:: Perda de estanqueidade no aterro (sem afogamento do sistema de drenante) :: Formação de brecha com onda de inundação:: Formação de brecha sem onda de inundação	0.(14):: 0.(11):: 0.(2):: 0.(1):: 0.(4):: 0.(3)	Danificação dos poços IBR:: Destruição do sistema de observação :: Insuficiência do sistema de bombagem::Perda de retenção na albufera (exposição aos agentes atmosféricos) :: Onda de inundação :: Contaminação a jusante
III.1.3.(2)	III.1.(9)	Assentamento no coroamento e a jusante	III.(12) ::III.(7)	Perda de estanqueidade no aterro (sem afogamento do sistema de drenante):: Perda de folga	0.(2):: 0.(1):: 0.(7):: 0.(6)	Insuficiência do sistema de bombagem::Perda de retenção na albufera (exposição aos agentes atmosféricos) :: Erosão externa do coroamento – por acção das ondas :: Perda de folga
III.1.3.(3)	III.1.(10)	Arraste rápido e progressivo de material	III.(9):: III.(12):: III.(10)	Diminuição do corpo da barragem a jusante:: Perda de estanqueidade no aterro (sem afogamento do sistema de drenante):: Formação de brecha com onda de inundação	0.(14):: 0.(11):: 0.(2):: 0.(1):: 0.(4)	Danificação dos poços IBR:: Destruição do sistema de observação :: Insuficiência do sistema de bombagem::Perda de retenção na albufera (exposição aos agentes atmosféricos) :: Onda de

Quadro 4 – Sequência de efeitos dos modos de rotura indicados no Quadro 3. (Cont.)

ID MR	ID	Efeitos imed.	ID	Efeitos próximos	ID	Efeitos finais
III.1.4.(1)	III.1.(1)	Erosão interna do núcleo	III.(2):: III.(3):: III.(1)	Colmatação do sistema drenante:: Piping (a montante do sistema drenante):: Perda de estanqueidade no aterro (com afogamento do sistema de drenante)	0.(3).: 0.(4).: 0.(2)	Contaminação a jusante .:Onda de inundação .:Insuficiência do sistema de bombagem
III.1.4.(2)	III.1.(1)	Erosão interna do núcleo	III.(2):: III.(3):: III.(1)	Colmatação do sistema drenante :: <i>Piping</i> (a montante do sistema drenante) :: Perda de estanqueidade no aterro (com afogamento do sistema de drenante)	0.(3).: 0.(4).: 0.(2)	Contaminação a jusante :.Onda de inundação :.Insuficiência do sistema de bombagem
III.1.5.(1)	III.1.(11)	Rotura da geomembrana	III.(2):: III.(3):: III.(1)	Colmatação do sistema drenante:: <i>Piping</i> (a montante do sistema drenante):: Perda de estanqueidade no aterro (com afogamento do sistema de drenante)	0.(3).: 0.(4).: 0.(2)	Contaminação a jusante :. Onda de inundação :. Insuficiência do sistema de bombagem
III.1.6.(1)	III.1.(13)	Erosão do filtro/ /dreno sub-vertical	III.(3)	<i>Piping</i> (a montante do sistema drenante)	0.(4)	Onda de inundação
III.1.6.(2)	III.1.(12)	Afogamento do dreno sub-vertical	III.(15):: III.(5)	Afogamento do sistema drenante (Percolação no maciço de jusante):: <i>Piping</i> (no mac. de jusante)	0.(3).: 0.(4)	Contaminação a jusante :.Onda de inundação
III.1.7.(1)	III.1.(2):: III.1.(3)	Erosão do tapete drenante:: Colmatação do tapete drenante	III.(4).: III.(2)	Erosão da fundação :. Colmatação do sistema drenante	0.(2).: 0.(3)	Insuficiência do sistema de bombagem :. Contaminação a jusante
III.1.7.(2)	III.1.(4)	Afogamento do tapete drenante	III.(5):: III.(6)	<i>Piping</i> (no maciço de jusante):: Afogamento do sistema drenante	0.(4).: 0.(2)	Onda de inundação :. Insuficiência do sistema de bombagem
III.1.8.(1)	III.1.(14)	Erosão da saia	III.(4)	Erosão da fundação	0.(2)	Insuficiência do sistema de bombagem
III.1.8.(2)	III.1.(15)	Afogamento da saia	III.(6)	Afogamento do sistema drenante	0.(2)	Insuficiência do sistema de bombagem
III.3.1.(1)	III.3.(1):: III.3.(2)	Erosão da fund. para o sistema drenante::Erosão do fundação para a zona imed. a jusante	III.(2):: III.(6).: III.(13)	Colmatação do sistema drenante:: Afogamento do sistema drenante :.Deterioração da estanqueidade na fundação	0.(3).: 0.(2).: 0.(9)	Contaminação a jusante :.Insuficiência do sistema de bombagem :. Exsurgências a jusante – contaminação
III.3.1.(2)	III.3.(3)	Contaminação do aquífero	III.(16)	Contaminação do aquífero	0.(8)	Contaminação dos aquíferos subterrâneos a jusante

Quadro 4 – Sequência de efeitos dos modos de rotura indicados no Quadro 3. (Cont.)

ID MR	ID	Efeitos imed.	ID	Efeitos próximos	ID	Efeitos finais
III.4.1.(1)	III.4.(1):: III.4.(2)	Erosão para o sistema drenante :: Erosão do maciço para a zona da encosta imed. a jusante	III.(2):: III.(6):: III.(14)	Colmatação do sistema drenante:: Afogamento do sistema drenante :: Deterioração da estanqueidade na zona dos encontros	0.(3) :: 0.(2) :: 0.(9)	Contaminação a jusante :: Insuficiência do sistema de bombagem :: Exsurgências a jusante – contaminação
III.4.2.(1)	III.4.(1):: III.4.(2)	Erosão para o sistema drenante :: Erosão do maciço para a zona da encosta imed. a jusante	III.(2):: III.(6):: III.(14)	Colmatação do sistema drenante:: Afogamento do sistema drenante :: Deterioração da estanqueidade na zona dos encontros	0.(3) :: 0.(2) :: 0.(9)	Contaminação a jusante :: Insuficiência do sistema de bombagem :: Exsurgências a jusante - contaminação
VII.1.(1)	VII.(2)	Sem efeito	0.(3)	Contaminação a jusante	0.(3)	Contaminação a jusante
VII.1.(2)	VII.(1)	Danificação da soleira			0.(12)	Escoamento descontrolado (com contaminação generalizada a jusante)
VIII.1.(1)	VIII.(4)	Subida da cota de bombagem			0.(2)	Insuficiência do sistema de bombagem
VIII.1.(2)	VIII.(3)	Inutilização			0.(9)	Exsurgências a jusante – contaminação
VIII.2.(1)	VIII.(2)	Incapacidade pontual de bombear o fluido			0.(10)	Exsurgências pontuais a jusante
VIII.2.(2)	VIII.(2)	Incapacidade pontual de bombear o fluido			0.(10)	Exsurgências pontuais a jusante – contaminação local
VIII.2.(3)	VIII.(1)	Incapacidade de bombear o fluido			0.(9)	Exsurgências a jusante – contaminação

Notação

:: Delimitador principal ou de efeito subsequente do efeito em análise da coluna anterior;

:: Delimitador secundário (separação causada por mudança de efeito na coluna anterior).

Exemplos:

ID efeitos imediatos	ID efeitos próximos	ID efeitos finais		ID efeitos imediatos	ID efeitos próximos	ID efeitos finais
III.3.(1)::III.3.(2)	III.(2)::III.(6)\III.(13)	0.(3)\0.(2)\0.(9)	⇔	III.3.(1)	III.(2)	0.(3)
III.1.(2)::III.1.(3)	III.(4)\III.(2)	0.(2)::0.(1)\0.(3)			III.(6)	0.(2)
				III.3.(2)	III.(13)	0.(9)
				III.1.(2)	III.(4)	0.(2)
						0.(1)
				III.1.(3)	III.(2)	0.(3)

5.6 – Medidas de detecção e de controlo dos modos potenciais de rotura

Em barragens de aterro a detecção é baseada essencialmente em inspeções visuais de rotina e de especialidade e em campanhas de leitura do sistema de observação. Em geral, as inspeções visuais permitem apenas a identificação de problemas quando estes já se encontram num estado avançado pelo que são complementadas pelos equipamentos de observação instalados que possibilitam, em princípio, diagnosticá-los precocemente.

Na Figura 8 esquematizam-se os *equipamentos de observação disponíveis*, por exemplo, na zona de influência do tapete drenante, os quais possibilitam a leitura dos níveis piezométricos no maciço de jusante numa cota um pouco superior à do tapete drenante e ao longo da fundação. Complementarmente, procede-se com regularidade ao registo dos caudais bombeados, à medição do nível do sobrenadante e à análise química da água da albufeira e da água recolhida em piezómetros localizados a jusante da barragem.



132

No Quadro 5 apresentam-se as *medidas de detecção* e as *medidas de controlo* disponíveis na barragem de Cerro do Lobo. Estas são identificadas para todos os modos de rotura (*MR*) do sistema analisado.

Quadro 5 – Medidas de detecção e de controlo dos modos potenciais de rotura das componentes básicas do sistema associado à barragem de Cerro do Lobo (ver Quadro 3 e Quadro 4).

Descrição da componente básica	MR	Medidas de intervenção disponíveis		
		Detecção		Controlo ‡
		Inspecção Visual *	Instrumentação †	
Taludes	I.1.1.(1)	–	<i>Nal; Nal</i>	–
Fundo do vale	I.1.2.(1)	<i>zjp</i>	<i>Nal; Nal; Cpf; Cdb</i>	<i>RCB</i>
Encostas	I.2.(1)	<i>erx</i>	–	<i>PLV</i>
Camada de protecção do maciço montante	III.1.1.(1)	<i>erx</i>	–	<i>CMA</i>
Maciço de montante	III.1.2.(1)	<i>dte; fsc</i>	<i>Des</i>	<i>BEA (a montante)</i>
	III.1.2.(2)	<i>fac; iea</i>	<i>Des</i>	<i>RPG</i>
Maciço de jusante	III.1.3.(1)	<i>dte; fsc</i>	<i>Dhi; Des; Pmj; Mam</i>	<i>BEA (a jusante)</i>
	III.1.3.(2)	<i>fsc; ded</i>	<i>Dhi; Des; Mam</i>	<i>RPG</i>
	III.1.3.(3)		<i>Nal; Nal; Vdr; Pee; Cdb</i>	–
Núcleo argiloso	III.1.4.(1)	<i>tva; zhj; sub</i>	<i>Cpn; Cmj; Cdb; Nal; Mam</i>	<i>RCB</i>
	III.1.4.(2)	–		–
Geomembrana	III.1.5.(1)	<i>zhj; sub</i>	<i>Cmj; Cdb; Nal; Mam</i>	<i>ANA; RCB</i>
Filtro/Dreno sub-vertical	III.1.6.(1)	<i>sub</i>	<i>Cdb; Nal; Cmj</i>	<i>ANA</i>
	III.1.6.(2)	<i>zhj; sub</i>	<i>Cmj; Cdb; Nal</i>	<i>ANA</i>
Tapete drenante	III.1.7.(1)	<i>tva; sub; res</i>	<i>Cmj; Cpf; Cdb; Nal; Mam</i>	<i>RCB</i>
	III.1.7.(2)	<i>zhj</i>	<i>Cmj; Cpf; Cdb; Nal; Mam</i>	<i>ANA; RCB</i>
Saia drenante no maciço de jusante	III.1.8.(1)	<i>tva; sub; res</i>	<i>Cmj; Cpf; Cdb; Nal; Mam</i>	<i>RCB</i>
	III.1.8.(2)	<i>zhj</i>	<i>Cmj; Cpf; Cdb; Nal; Mam</i>	<i>RCB</i>
Zona imediatamente sob corpo da barragem	III.3.1.(1)	<i>tva; res</i>	<i>Cmj; Cpf; Cdb; Nal; Mam</i>	<i>RCB; PAJ</i>
	III.3.1.(2)	–	<i>Cpf; Cdb; Mam</i>	–
Zona de contacto dos encontros com o núcleo argiloso	III.4.1.(1)	<i>tva; res</i>	<i>Cmj; Cpf; Cdb; Nal; Mam</i>	<i>RCB</i> <i>PAJ</i>
Zona de contacto dos encontros com a geomembrana	III.4.2.(1)			<i>PAJ</i>
Estrutura global do descarregador de cheias	VII.1.(1)	–	<i>Nal; Nas; Vdr; Pee; Cdb</i>	–
	VII.1.(2)	<i>aps</i>	<i>Nal; Nas; Vdr; Pee; Cdb</i>	<i>ALD; ANA</i>

Quadro 5 – Medidas de detecção e de controlo dos modos potenciais de rotura das componentes básicas do sistema associado à barragem de Cerro do Lobo (ver Quadro 3 e Quadro 4). (*Cont.*)

Descrição da componente básica	MR	Medidas de intervenção disponíveis		
		Detecção		Controlo ‡
		Inspecção Visual *	Instrumentação †	
Poços	VIII.1.(1)	<i>dmf</i>	<i>Cpf; Cdb; Nal; Mam</i>	<i>LMP</i>
	VIII.1.(2)	<i>dmf; res</i>	<i>Cpf; Cdb; Nal; Mam</i>	<i>PAJ</i>
Sistema de bombagem	VIII.2.(1)	<i>fmb; res(pontuais)</i>	<i>Cdb</i>	<i>MSB</i>
	VIII.2.(2)	<i>fmb; res(pontuais)</i>	<i>Cdb</i>	<i>MSB; ANB</i>
	VIII.2.(3)	<i>dfe; res</i>	<i>Cdb; Nal; Mam</i>	<i>REG</i>

* *zjp* = zonas a jusante dos poços *IBR*; *erx* = erosão externa; *dte* = detecção de escarpas; *fsc* = fissuração do coroamento; *fac* = fissuração e alinhamento do coroamento; *iea* = intersecção da borda do espelho de água; *ded* = desalinhamentos e desnivelamentos; *tva* = turvação da água; *zhj* = zonas húmidas imediatamente a jusante; *sub* = subsidências; *res* = res - surgências; *aps* = aspecto da soleira; *dmf* = deposição de materiais finos; *fmb* = funcionamento das bombas; *dfe* = detecção de falta de energia.

† *Nas* = nível da albufera (parte sólida); *Nal* = nível da albufera (parte líquida); *Cpf* = cotas piezométricas na fundação; *Cdb* = caudais bombeados; *Des* = Deslocamentos superficiais; *Dhi* = deslocamentos horizontais internos; *Pmj* = pressões intersticiais no maciço de jusante; *Mam* = monitorização ambiental; *Vdr* = volume de deposição dos rejeitados; *Pee* = precipitação e evaporação; *Cpn* = cotas piezométricas no núcleo; *Cmj* = cotas piezométricas no maciço de jusante.

‡ *RCB* = reforço da capacidade de bombagem; *PLV* = plantação de vegetação, *CMA* = colocação de material adicional; *BEA* = berma estabilizadora adjacente à zona afectada; *ANA* = abaixamento do nível de água na albufera; *RPG* = reposição da geometria; *PAJ* = poços *IBR* adicionais a jusante; *ALD* = alteamento do descarregador; *LMP* = limpeza

6 – ANÁLISE DA CRITICALIDADE DOS MODOS POTENCIAIS DE ROTURA (FMECA)

A extensão do processo da *FMEA* para a *FMECA* obriga à estimação da criticalidade de cada modo de rotura para todas as componentes do sistema. Para os modos de rotura das várias componentes é necessário estimar: i) a verosimilhança da ocorrência dos efeitos finais de cada modo de rotura e ii) a severidade das suas consequências no sistema.

Ao contrário do que acontece noutros sistemas, nas obras geotécnicas, em geral, não existem dados suficientes para proceder a análises puramente probabilísticas. Tal dificuldade pode ser ultrapassada com a utilização de métodos classificativos em que a probabilidade de ocorrência dos eventos e a severidade das suas consequências no sistema são ordenadas em classes, designadas, respectivamente, por classes de verosimilhança e por classes de severidade.

6.1 – Classes de verosimilhança

No Quadro 6 apresenta-se um exemplo de possíveis classes de verosimilhança. Nesse quadro efectua-se uma divisão da probabilidade de ocorrência de um dado evento (ou conjunto de eventos) em cinco intervalos, com classificações entre *A-Improvável* e *E-Frequente*, e associa-se a cada a sua descrição.

Quadro 6 – Classes de verosimilhança (US Department of Defense, 2005).

Classes de verosimilhança	Intervalos de probabilidade	Classificação	Descrição
A	<0.1%	Improvável	Muito baixa probabilidade
B	0.1 – 1%	Remota	Possível mas de baixa probabilidade
C	1 – 10%	Ocasional	Ocorrência ocasional
D	10 – 20%	Provável	Ocorrência de elevada probabilidade
E	>20%	Frequente	Ocorrência regular

Em geral, a informação a que os analistas de risco têm acesso para análise de estruturas geotécnicas não lhes permite utilizar de um modo directo os intervalos de probabilidade, pelo que a atribuição das classes de verosimilhança possui, necessariamente, alguma subjectividade.

6.2 – Classes de severidade

As diversas consequências dos modos de rotura identificados aquando da realização da *FMEA* necessitam de ser avaliadas em termos da sua severidade. Este é um tema de grande dificuldade para os analistas de riscos, uma vez que a sua resolução não é única. Uma forma de minimizar esta indeterminação passa pela atribuição de classes de severidade às consequências associadas aos efeitos finais no sistema derivados da ocorrência dos modos de rotura.

As *classes de severidade* têm de ser capazes de reflectir de modo gradual todo um conjunto de situações, desde a mais catastrófica à menos relevante. A escolha e a descrição das classes de severidade devem ser claras, objectivas e cuidadosas para que a sua atribuição seja a mais directa possível.

As consequências dos modos de rotura podem ser agrupadas em diferentes áreas de interesse, tais como a saúde e a segurança de pessoas, o ambiente, os danos e a censura da opinião pública. Cada área de interesse é definida com base em atributos específicos, tais como fatalidades, perdas económicas, impactes ambientais, consequências políticas, etc. Assim, as classes de severidade podem ser atribuídas separadamente a cada uma das diferentes áreas de interesse.

No Quadro 7 apresentam-se as classes de severidades utilizadas no caso de estudo. Aí apresentam-se seis classes de severidades para quatro áreas de interesse relevantes.

A estimação das classes de severidade para as consequências dos efeitos finais do sistema pode ser efectuada de modo discriminado para as diferentes áreas de interesse da análise. Na análise efectuada a severidade dos efeitos finais dos modos de rotura foi estimada adoptando uma ponderação subjectiva para cada uma das áreas de interesse de modo a ser obtido uma classe de severidade agregada.

6.3 – Estimação do risco de cada modo de rotura (criticalidade)

A *criticalidade* de cada modo de rotura só fica perfeitamente definida quando se relaciona a severidade das consequências com a possibilidade de ocorrência dos eventos que lhe dão origem, obtidos, respectivamente, através das classes de severidade e de verosimilhança.

Para aplicação do método deve ser atribuída uma *classe de verosimilhança* para cada conjunto de efeitos finais originado por um certo modo de rotura numa componente e uma *classe de severidade* associada às consequências daí resultantes. Este processo deve, então, ser repetido para

Quadro 7 – Classes de severidade (adaptado de Hartford e Baecher, 2004; Robertson *et al.*, 2003).

Classes de severidade	Áreas de interesse			
	Saúde e segurança de pessoas	Ambiente	Perdas económicas (€)	Censura da opinião pública
I	Negligenciável	Sem impacte mensurável	Impacte baixo (<10 mil)	Nenhuma
II	Pequenos primeiros socorros	Pequenos impactes na zona	Impacte médio (10 mil - 100 mil)	Baixa
III	Pequenos ferimentos	Violação legal ou permitida	Impacte médio-alto (100 mil - 1 milhão)	Média-Baixa
IV	Incapacidade temporária	Prejuízo local	Impacte alto (1 - 10 milhões)	Média
V	Incapacidade permanente/fatalidade	Impacte significativo (grande mas reversível)	Impacte muito alto (10 - 100 milhões)	Média-Alta
VI	Várias fatalidades	Impacte catastrófico (grande e irreversível)	Impacte Massivo (> 100 milhões)	Alta

todos os modos potenciais de rotura. No caso de estudo apresentado essa análise encontra-se simplificada, considerando-se uma única classe de verosimilhança para cada modo de rotura e uma classe de severidade para cada conjunto de efeitos finais de cada modo de rotura.

Foi efectuada uma avaliação subjectiva da criticalidade dos modos de rotura em termos absolutos, mas ponderada em termos relativos. Utilizaram-se julgamentos subjectivos da verosimilhança de ocorrência de eventos e da severidade das suas consequências. As decisões tomadas são baseadas em informações disponíveis sobre o comportamento da obra até esta fase e, quando tal não existe com base no conhecimento de situações comparáveis de outras obras. Em Santos (2006) referem-se os julgamentos subjectivos que conduziram à escolha da classe de verosimilhança e das classes de severidade que foram atribuídas a cada modo de rotura do caso de estudo.

6.4 – Matriz de criticalidade dos modos potenciais de rotura

A avaliação da criticalidade dos modos de rotura foi efectuada através da consideração de uma matriz bidimensional – *matriz de criticalidade* $[Cr] = (veros, sev)$. Nesta matriz de criticalidade as colunas estão associadas às classes de severidade (*sev*) e as linhas às várias classes de verosimilhança (*veros*).

Em Santos (2006) apresentam-se as classes de verosimilhança e de severidade atribuídas a cada modo de rotura. Na Figura 9 apresenta-se o resumo dos resultados, através de uma representação tabular da criticalidade dos modos de rotura das componentes básicas do sistema correspondente à barragem de Cerro do Lobo na forma de uma *matriz de criticalidade*. Nessa matriz estão indicados todos os pares (*veros, sev*) identificados na análise.

Os modos de rotura mais críticos correspondem àqueles que apresentarem o efeito conjunto mais desfavorável de severidade e de verosimilhança, ou seja, os modos de rotura mais críticos encontram-se na matriz no canto superior direito e os menos relevantes no canto inferior esquerdo.

Para os modos de rotura com vários pares (*veros, sev*) associados a maior criticalidade corresponde àquela com classe de severidade e classe de verosimilhança mais desfavorável (valores representados a negrito na Figura 9).

Classes de verosimilhança	E						
	D				III.3.1.(1) III.4.1.(1)	III.3.1.(1) III.4.1.(1) VII.1.(1)	
	C		VIII.2.(1)	III.1.4.(2) III.1.5.(1) III.4.2.(1)	III.1.7.(2) III.4.2.(1)	III.1.4.(2) III.1.5.(1) III.1.6.(2)	III.1.5.(1) III.1.6.(2) III.1.7.(2)
	B	I.2.(1) III.1.1.(1) III.1.3.(3)	VIII.1.(1)	III.1.2.(2) III.1.3.(2) III.1.4.(1) VIII.1.(2) VIII.2.(2) VIII.2.(3)	I.1.2.(1) III.1.3.(2) III.1.3.(3) III.1.7.(1) III.1.8.(2)	III.1.4.(1) III.1.7.(1) VII.1.(2)	III.1.3.(3) III.1.4.(1) III.1.6.(1)
	A	III.1.3.(1)	III.1.2.(1)	I.1.1.(1) III.3.1.(2)	III.1.3.(1) III.1.8.(1)	III.1.3.(1)	III.1.3.(1)
MR	I	II	III	IV	V	VI	
	Classes de Severidade						

Fig. 9 – Matriz de criticidade dos modos potenciais de rotura das componentes básicas do sistema correspondente à barragem de Cerro do Lobo.

6.5 – Resultados mais significativos da FMEA/FMECA da barragem de Cerro do Lobo

De seguida apresentam-se os *principais resultados* relativamente aos modos de rotura mais críticos, referindo-se as suas causas iniciadoras, a progressão sequencial de efeitos e as medidas disponíveis para a sua detecção e para o seu controlo.

6.5.1 – Percolação excessiva na zona superficial do maciço natural

A análise permitiu concluir que os principais problemas associados a este sistema estão relacionados com uma eventual percolação excessiva na zona superficial do maciço de fundação e dos encontros da barragem principal – *modos de rotura III.3.1.(1) e III.4.1.(1)*.

A ocorrência desses modos de rotura poderá originar erosão interna do maciço na zona superficial que, por sua vez, pode colmatar ou afogar o sistema drenante do aterro ou conduzir a uma perda de estanqueidade do maciço. Caso o sistema drenante fique colmatado, a água percolada pela zona superficial do maciço não é recolhida nos poços *IBR*, tendo como efeito final uma contaminação generalizada e descontrolada dos vales a jusante. O afogamento do sistema drenante pode ter como consequência final uma insuficiência do sistema de bombagem e originar uma contaminação localizada na zona dos poços *IBR*. A perda de estanqueidade do maciço associado à erosão leva ao aparecimento de exurgências a jusante.

Como medidas disponíveis na obra para a detecção destes dois modos de rotura referem-se: i) a inspecção visual, mais concretamente, através da observação da turvação da água e do aparecimento de ressurgências a jusante; e ii) a instrumentação que permite monitorizar cotas piezométricas no maciço de jusante e na fundação, caudais médios mensais bombeados e níveis da albufera (fase líquida e fase

sólida) e efectuar uma monitorização ambiental (comparação dos parâmetros ambientais entre amostras colhidas na albufeira, nos poços *IBR* e nos piezómetros de tubo aberto existentes a jusante).

Como medida de controlo desses modos de rotura pode referir-se a possibilidade de reforço da capacidade de bombagem nos poços *IBR* existentes. Quando esta medida se revelar ineficaz ou não existirem poços *IBR* na vizinhança da zona afectada a única medida de controlo para captar parte da água percolada pelo maciço e conduzi-la de novo para a albufeira passa por criar poços *IBR* adicionais a jusante.

6.5.2 – Funcionamento hidráulico do descarregador de cheias

Em virtude da ocorrência de um balanço hidrológico desfavorável, outro modo de rotura crítico no sistema está relacionado com a possibilidade do descarregador de cheias funcionar sem danos estruturais significativos – *modo de rotura VII.1.(1)*. A consequência final mais evidente dessa ocorrência traduz-se por uma contaminação significativa na zona a jusante do descarregador.

As medidas de detecção desse modo de rotura estão associadas à instrumentação instalada na obra que permite monitorizar regularmente as seguintes grandezas: o nível da albufeira (da fase líquida e da fase sólida), o volume de deposição dos rejeitados, a precipitação, a evaporação e o caudal de água bombeada dos poços *IBR*. Um conhecimento permanentemente actualizado dos valores dessas grandezas pode permitir antever a ocorrência do referido modo de rotura.

Como medida de controlo pode indicar-se o alteamento do descarregador. Esta medida apenas pode ser considerada como eficiente durante um período limitado de tempo, dado que pode aumentar a verosimilhança de outros modos de rotura (*e.g.*, erosão externa do maciço de jusante por galgamento). Logo após a implementação desta medida de controlo deve ser efectuada uma reavaliação da situação e prover medidas de mitigação de riscos adequadas. Trata-se, portanto, de uma medida de carácter provisório, com efeitos eficazes apenas a curto prazo.

6.5.3 – Insuficiente capacidade drenante do tapete drenante

A análise permitiu ainda aferir que, face ao aumento da cota de exploração da albufeira e ao facto de a secção do tapete drenante poder ser insuficiente ou existir uma inadequação dos materiais aplicados, este poderá ter insuficiente capacidade drenante – *modo de rotura III.1.7.(2)*. O efeito final mais gravoso é a possibilidade de formação de uma onda de inundação causada pela formação de *piping* no maciço de jusante. Numa situação menos gravosa, pode ainda considerar-se como plausível o efeito final de uma insuficiência do sistema de bombagem.

As medidas de detecção desse modo de rotura são, essencialmente, de dois tipos – as associadas à inspecção visual e à instrumentação disponível em obra. A primeira reporta-se, principalmente, à observação de zonas húmidas a jusante. As segundas estão relacionadas com a leitura frequente das cotas piezométricas no maciço de jusante e no maciço de fundação, dos caudais bombeados nos *IBR* e dos níveis de água na albufeira e com a monitorização ambiental.

As medidas de controlo deste modo de rotura são diferenciadas consoante a sequência de efeitos que se vier a verificar. Para o efeito final associado à onda de inundação a única forma de controlar a sua ocorrência ou minimizar as suas consequências passa por realizar um abaixamento do nível de água na albufeira com recurso ao descarregador em sifão existente na obra. Esta medida não é totalmente eficaz, dado que não existem na obra meios capazes de tratamento de caudais significativos de água contaminada, pelo que esta teria de ser descarregada directamente para o meio receptor. Esta solução pretende controlar a ocorrência de um efeito com consequências ainda mais severas – o colapso da barragem.

Para o efeito final associado à insuficiência do sistema de bombagem, o modo de controlar a consequente contaminação passa por um reforço da capacidade de bombagem.

6.5.4 – Danificação da geomembrana

Por último, indica-se o modo de rotura associado a uma eventual danificação da geomembrana – *modo III.1.5.(1)*. A rotura da geomembrana pode dever-se a ataque químico a longo prazo por parte dos materiais agressivos retidos na albufeira, a uma deficiente instalação neste último alteamento ou a uma deficiente ligação ao núcleo ou ao encontro. A sua efectivação pode originar: i) uma colmatagem do sistema drenante com consequente contaminação generalizada a jusante; ii) piping (a montante do sistema drenante) que pode levar a uma onda de inundação; iii) perda de estanqueidade do aterro (com afogamento do sistema drenante) conduzindo a uma insuficiência do sistema de bombagem.

Como *medidas de detecção* referem-se a inspecção visual de zonas húmidas imediatamente a jusante da barragem e de subsidências no corpo da barragem e a monitorização regular das cotas piezométricas no maciço de jusante, dos caudais bombeados nos *IBR* e do nível de água na albufeira e a monitorização ambiental a jusante.

As *medidas de controlo* existentes na obra para evitar a progressão da sequência de efeitos ou atenuar as suas consequências causadas pela eventual danificação da geomembrana coincidem com as referidas para o modo de rotura anterior.

6.6 – Mitigação dos modos de rotura mais críticos

As *medidas de mitigação dos riscos* identificados e analisados devem consistir na aplicação selectiva de técnicas e de princípios de gestão apropriados para reduzir, para os modos de rotura de maior risco, a possibilidade da sua ocorrência, a amplitude das suas consequências adversas ou ambas.

Por exemplo, a mitigação dos riscos associados a dois dos modos de rotura de maior criticalidade – *Percolação excessiva na zona superficial do maciço dos encontros e da fundação* – poderá passar pela impermeabilização deste maciço (*e.g.*, através de injeções). Naturalmente, para a tomada desta decisão seria necessário efectuar *análises de custo-benefício* e avaliar a viabilidade económica desta medida de mitigação.

Para o modo de rotura relativo ao funcionamento hidráulico do descarregador, a filosofia de projecto de descarga nula constitui um pressuposto extremamente recomendável, se não indispensável, na concepção e na gestão da sua componente hidrológica e ambiental. Não é, no entanto, possível assegurar que não ocorrerão descargas da albufeira para jusante através do descarregador de cheias. A própria existência deste órgão manifesta a convicção por parte do Projectista dessa eventualidade. Em consequência, como medida de mitigação poderiam ser implantadas, na zona a jusante do descarregador de cheias, dispositivos que pudessem minimizar o alcance das descargas não tratadas nos vales de jusante da barragem.

Uma possibilidade seria a construção de uma central de tratamento de águas dimensionada para uma cheia inferior à cheia de projecto decamilenar. Outra opção possível seria a construção de uma barragem interceptando a distância adequada a linha de água potencialmente afectada por descargas de superfície. Estas opções não se excluíam mutuamente.

7 – CONSIDERAÇÕES FINAIS

Presentemente, a utilização de análises de riscos em Geotecnia encontra-se num estado muito incipiente em Portugal. No entanto, a sua utilização pode ser importante em obras relevantes, cujos modos de rotura possam acarretar riscos elevados.

Existem diversas metodologias de análise de riscos, perfeitamente estabelecidas no meio científico que, com as devidas adaptações, podem ser aplicadas em Geotecnia. Em particular, apresen-

tou-se uma aplicação prática de uma *FMEA/FMECA* a uma barragem de aterro convencional para retenção de rejeitados resultantes das lavarias de minas. A *FMEA* é uma abordagem tipo hierárquica enfatizando o refinamento progressivo de cada componente até se atingir um nível de conhecimento ideal. Adicionalmente, permite uma hierarquização de riscos (*FMECA*).

A aplicação da *FMEA/FMECA* permitiu, através de um processo metódico e padronizado, identificar e ordenar os principais problemas induzidos por perdas de funcionalidade no sistema composto pela barragem de Cerro do Lobo e pela sua zona de influência após a construção do último alteamento. Possibilitou a identificação e a análise da maioria das possíveis roturas do referido sistema e, adicionalmente, permitiu ordená-las de acordo com o seu risco efectivo através da avaliação da criticalidade dos modos de rotura das suas componentes básicas. Adicionalmente, permitiu identificar para esses modos de rotura quais as medidas de detecção e de controlo disponíveis na barragem de Cerro do Lobo.

O produto final foi apresentado de forma tabular, facilitando a comunicação entre os técnicos responsáveis pela obra, designadamente acerca dos aspectos relacionados com as medidas de detecção e de controlo. Fornece ainda indicações para a concepção de medidas de minimização de risco. A criticalidade dos modos de rotura foi apresentada na forma de uma matriz de criticalidade.

A utilização de uma *FMEA/FMECA* pode constituir uma mais valia como precursora da aplicação de outros tipos de metodologias de análises de risco mais completas e com maior grau de complexidade, como por exemplo, através de análises de árvore de eventos (*ETA*) e de árvore de falhas (*FTA*). O conhecimento adquirido durante a execução da *FMEA/FMECA* é uma valiosa ajuda para a etapa de construção das árvores de eventos, pois a análise sistemática de todos os modos de rotura e dos respectivos efeitos evita que modos de rotura relevantes deixem de ser considerados ou que aqueles sem importância prática sejam modelados.

Quando aplicadas apropriadamente, as análises de riscos podem desempenhar uma função importante na integração de diversas actividades de segurança de obras geotécnicas e, em particular, de barragens de aterro, tais como, a exploração, a manutenção, a observação, a revisão periódica da segurança, a formação e a sensibilização de pessoal de obra e as acções de emergência. Admite-se igualmente que as análises de riscos possam desempenhar uma função nuclear nas actividades desenvolvidas em programas de segurança modernos de estruturas geotécnicas importantes.

8 – AGRADECIMENTOS

Agradece-se à empresa *SOMINCOR* a autorização concedida para utilização e apresentação de informação relativa à barragem de Cerro do Lobo. Agradece-se igualmente ao Laboratório Nacional de Engenharia Civil (*LNEC*) pelo financiamento atribuído através de uma Bolsa de Iniciação à Investigação Científica e por facultar todos os meios necessários para a realização da dissertação de mestrado referida.

9 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Baecher, G.; Christian, J. (2000). *The practice of risk analysis and safety of dams*. University of Maryland.
- Caldeira, L. (2003). *Segurança em Geotecnia*. Folhas da disciplina de Segurança em Geotecnia do Mestrado em Geotecnia para Engenharia Civil (ano lectivo 2003/2004), FCT/UNL | IST | LNEC, Lisboa.
- Caldeira, L. (2005). *Metodologias de Análise de Risco. Aplicações em Geotecnia*. 2.^{as} Jornadas Luso-Espanholas de Geotecnia: Modelação e Segurança em Geotecnia, LNEC, Lisboa, pp. 31-55.

- Caldeira, L. (2006). *Análises de risco em Geotecnia. Aplicação a barragens de aterro*. Programa de Investigação e de Pós-Graduação na Área Científica de Mecânica dos Solos, LNEC, Lisboa, pp. 248.
- Caldeira, L., Pimenta, L.; Silva Gomes, A. (2005). *Enquadramento das análises de riscos e sua aplicação a barragens de aterro*. Seminário de Barragens Tecnologia, Segurança e Interação com a Sociedade, LNEC, Lisboa, Vol.T4.C4, pp. 569-685.
- CENORGE (2005). *Barragem de Cerro do Lobo. 4ª Fase de Construção – Alçamento para a cota 255. Peças Desenhadas do Plano de Observação da Barragem*. Fevereiro.
- Hartford, D.; Baecher, G. (2004). *Risk and Uncertainty in Dam Safety*. CEA Technologies Dam Safety Interest Group, Thomas Telford Books.
- HIDROPROJECTO (2002). *Barragem de Cerro do Lobo. 4ª Fase de Construção – Execução do projecto de alçamento da barragem da cota 252 para a cota 255. Projecto de execução*.
- ICOLD (1974). *Lessons from dams incidents. Complete Ed.*, International Commission on Large Dams (ICOLD), Paris.
- ICOLD (1995). *Dam failures statistical analysis. Bulletin 99-1995*. International Commission on Large Dams (ICOLD), Paris.
- ICOLD (1998). *ICOLD Guidelines on Risk Assessment for Dams, Attachment by: A. Williams. Progress Report for New Delhi Meeting*, International Committee on Dam Safety, International Commission on Large Dams (ICOLD), Paris, pp. 1-28.
- ITEM Toolkit Software (2001). www.itemuk.com.
- Maranha das Neves, E. (2002). *Breves considerações sobre análises de risco de obras geotécnicas em Portugal*. 8º Congresso Nacional de Geotecnia - A Geotecnia Portuguesa e os desafios do futuro, Vol.4, pp. 2313-2317.
- Mineiro, A. (1991). *Dimensionamento de barragens de aterro. Novos critérios de segurança (Lição Manuel Rocha)*. Geotecnia, SPG, vol. 62, pp. 1-62.
- Pimenta, L., Caldeira, L.; Silva Gomes, A. (2005). *Análise de riscos da ensecadeira de Odelouca. Aplicação de uma metodologia simplificada com base em diagramas LCI*. Seminário de Barragens Tecnologia, Segurança e Interação com a Sociedade, LNEC, Lisboa, Vol.T4.C7, pp. 609-627.
- Robertson, A., Mac, G.; Shaw, S. (2003). *Risk Management for Major Geotechnical Structures on Mines*. Computer Applications in the Mineral Industries, Calgary, Alberta, Canada, 8-10 September.
- RSB (2007). *Regulamento de Segurança de Barragens*. Decreto-Lei n.º 344/2007, de 15 de Outubro.
- Santos, R. (2006). *Enquadramento das análises de riscos em Geotecnia*. Mestrado em Geotecnia para Engenharia Civil, Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa (FCT | UNL), Monte da Caparica, pp. 257.
- Santos, R., Caldeira, L.; Serra, J.B. (2006). *Análise de riscos pela FMEA. Aplicação ao tapete drenante de uma barragem de aterro*. COBRAMSEG'2006, Curitiba, Brasil.
- Sherard, J.L.; Dunnigan, L.P. (1989). *Critical filters for impervious soils*. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, vol. 115 (7), pp. 927-947.

- Sherard, J.L., Dunnigan, L.P.; Talbot, J. (1984). *Filters for silts and clays*. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, vol. 110 (6), pp. 701-718.
- US Department of Defense (2005). *MIL-STD-1629 Revision. Procedures for performing FMECA*. MIL Standards.
- Vick, S.G. (1990). *Planning, design, and analysis of tailing dams*. BiTech Publishers.

NOTA TÉCNICA



AVALIAÇÃO DA QUALIDADE DO MACIÇO ROCHOSO PRESENTE NA FUNDAÇÃO DA BARRAGEM DE BANDEIRA DE MELO – BAHIA/BRASIL

Quality Evaluation of Rocky Substratum distributed in Foundation of Bandeira de Melo Dam – Bahia/Brazil

Ronaldo Lima Gomes*

RESUMO – Este trabalho apresenta o resultado dos estudos de mapeamento e caracterização geológico-geotécnica realizados no maciço rochoso presente nas fundações da Barragem de Bandeira de Melo, localizada no rio Paraguaçu a cerca de 24km a jusante da cidade de Itaeté-BA, Brasil. Possui o objetivo de reconhecer em escala de detalhe as diferentes litologias, estruturas e classes de qualidade do maciço das fundações do barramento, bem como fornecer subsídios geológico-geotécnicos que serão úteis no momento de escolha das soluções a serem empregadas em seu tratamento.

SYNOPSIS – This work presents the results of the studies of geological-geotechnical mapping made in rocky substratum distributed in foundations of the Bandeira de Melo Dam, located in the Paraguaçu river, city of Itaeté, Bahia State, Brazil. It has the objective of recognizing, in terms of detail scale the different lithologies, structures and geomechanical classification of massive foundations, as well as provide subsidies that will be useful at the moment of choice of solutions to be used in their treatment.

PALAVRAS CHAVE – Maciços Rochosos, Barragens, Fundações.

1 – INTRODUÇÃO

O barramento em estudo localiza-se sobre o Rio Paraguaçu, a aproximadamente 24km a jusante da sede municipal de Itaeté, que dista 380km de Salvador, capital do Estado da Bahia. Possui eixo com extensão de 820m, sendo cerca de 460m em maciço tipo CCR, que engloba a ombreira direita, canal da tomada d'água e vertedouro, e aproximadamente 320m em maciço de terra, abrangendo a ombreira esquerda e espaldares (Fig. 1).

A geometria do barramento reflete uma área mapeada de aproximadamente 30.000m², que foi setorizada em função de diferentes litologias, graus de alteração, coerência e presença de descon-tinuidades, refletindo-se em diferentes classes de qualidade do maciço. Estas informações foram utilizadas como subsídio para a definição dos tratamentos a serem empregados, quando do apare-cimento de zonas e/ou estruturas comprometedoras da qualidade da fundação do barramento, prin-cipalmente, com relação a sua estanqueidade e capacidade de suporte.

Ressalta-se que para avaliação da qualidade do maciço rochoso utilizou-se as consagradas classificações geomecânicas de Barton *et al.*, (1974), “Sistema Q”, e o “RMR-Rock Mass Rating” de Bieniawski (1973), que apesar de próprias para avaliação de maciços rochosos com a finalidade de escavações subterrâneas, mostraram-se bastante úteis quando utilizadas para o zoneamento geo-

* Professor Adjunto, Departamento de Ciências Agrárias e Ambientais, Universidade Estadual de Santa Cruz.
E-mail: rlgomes@uesc.br

lógico-geotécnico e para avaliação da qualidade do maciço rochoso presente nas fundações da barragem de Bandeira de Melo.

2 – MÉTODO ADOTADO

O procedimento adotado para o presente estudo englobou trabalhos de campo e de escritório. Os trabalhos de campo consistiram no levantamento sistemático e contínuo de dados litológicos, estruturais, geotécnicos e geomecânicos do maciço. Já o trabalho em gabinete abrangeu o tratamento dos dados colhidos em campo, através da utilização de softwares de projeção estereográfica. Este tratamento possibilitou o reconhecimento das diversas famílias de fraturas existentes e, consequentemente, a análise de sua compartimentação, contemplando a atitude (direção e mergulho), o seu espaçamento, a sua persistência no maciço, abertura, e caso ocorra, o seu preenchimento. A rugosidade das juntas também foi considerada a partir da definição do índice JRC definido por Barton *et al.* (1974). Neste trabalho, utilizou-se para avaliação do grau de fraturamento do maciço rochoso o índice J_v (ISRM, 1978). Este índice é definido como a soma do número de juntas por metro para cada família de juntas presentes. Este índice foi utilizado, também, para a previsão dos valores de RQD (Deere, 1963) dos diferentes setores estudados, através da correlação $RQD = 115 - 3,3 J_v$ (Barton *et al.*, 1974). Neste contexto, em favor da segurança, adotou-se para os cálculos do RQD os maiores valores de J_v encontrados nos diferentes setores.

Para o levantamento geológico-geotécnico adotou-se os procedimentos descritos no “Métodos Para Descrição Quantitativa de Descontinuidades em Maciços Rochosos” tradução realizada em 1983 pela Associação Brasileira de Geologia de Engenharia – ABGE do “Suggested Methods for the Quantitative Description of Rock Masses” publicado por ISRM (1978).

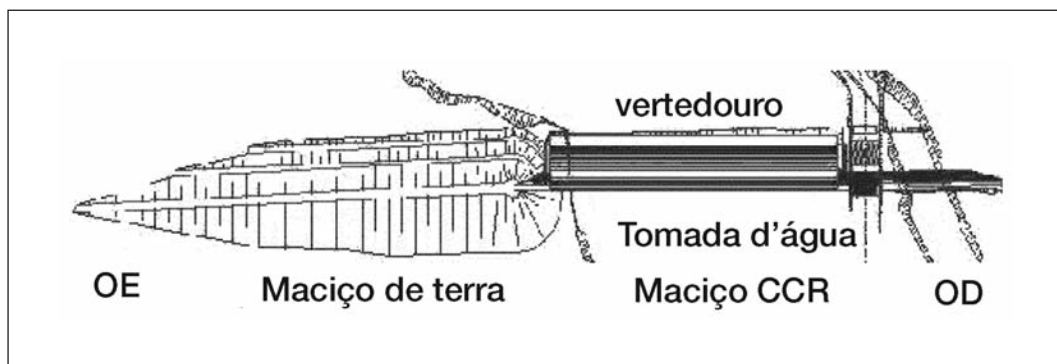


Fig. 1 – Arranjo geral do Barramento.

3 – CARACTERIZAÇÃO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICA DO MACIÇO ROCHOSO

De forma geral, a área estudada apresenta arcabouço geológico representado por rochas predominantemente gnáissico-migmatíticas do embasamento cristalino, que localmente afloram em morros e serras existentes nas proximidades do sítio do barramento. Devido a sua complexidade litológica, outros tipos rochosos também estão presentes no embasamento, porém menos expressivos, tais como as ocorrências de corpos graníticos e pegmatíticos, bem como lentes de anfibolitos. Os itens a seguir apresentam os resultados do mapeamento e caracterização geológico-geotécnica do maciço rochoso referente aos trechos do sítio estudado.

3.1 – Maciço da Ombreira Direita

Este trecho possui extensão de cerca de 100m e encontra-se inserido na ombreira direita sobre a qual será construído em CCR parte do barramento. As litologias mapeadas são compostas por granito-gnaisses pegmatíticos (Setor I-B) e por gnaisses bandados (Setores I-A e I-C). Apesar da simplicidade litológica a posição geomorfológica fora do leito do rio contribui para a existência e preservação de diferentes graus de alteração do maciço. Neste contexto, a presença de uma lente de gnaisses bandados destaca-se como feição diferenciada, atestada pela coloração vermelho-amarronzada e pela notável diminuição de resistência mecânica comprovada pelo aprofundamento da escavação (Fig. 2). Estas duas características provavelmente ocorrem em função da atuação do intemperismo nos gnaisses bandados de forma mais proeminente do que nos granito-gnaisses pegmatíticos, justificadas pelas diferenças mineralógicas entre as duas litologias, visto que os gnaisses bandados possuem maiores teores em minerais ferromagnesianos e, portanto, mais susceptíveis a alteração, quando comparado aos granito-gnaisses.

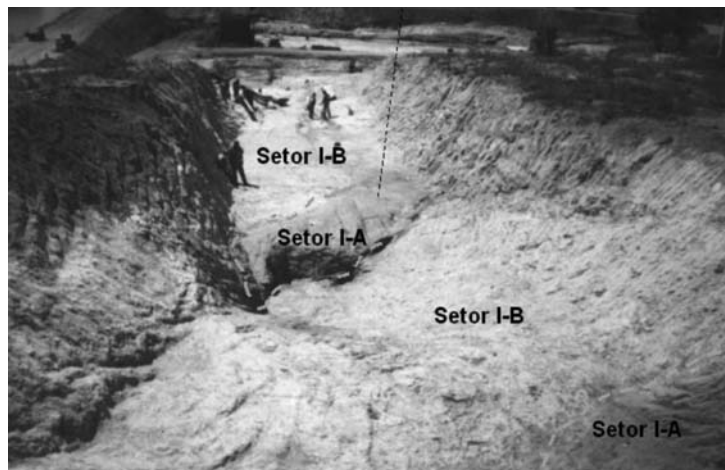


Fig. 2 – Vista panorâmica do “cut-off” da ombreira direita. Notar a diferença de resistência a escavação entre os gnaisses bandados alterados (Setor I-A) e os granito-gnaisses (Setor I-B).

3.2 – Maciço do Canal da Tomada D’água

Os gnaisses bandados e granito gnaisses pegmatíticos aflorantes na ombreira direita adentram de forma expressiva no canal da tomada d’água, desta maneira o maciço estudado foi compartimentado em quatro setores distintos (Figuras 3 e 4): O Setor I associa-se a área de ocorrência dos gnaisses bandados na proximidade do eixo do barramento, além dos dois afloramentos presentes no centro do canal; O Setor II representa a zona de cisalhamento ocorrente no gnaisse bandado, tendo como principal característica o reduzido espaçamento entre as suas famílias de fraturas; O Setor III engloba as áreas de ocorrência do granito-gnaisse pegmatítico e o Setor IV corresponde a ZCTD - Zona de Cisalhamento do Canal da Tomada D’água.

3.3 – Maciço do Vertedouro

O vertedouro do barramento representa uma estrutura de aproximadamente 250m dividida em dez blocos. As litologias mapeadas nos Blocos B1, B2 e B3 são constituídas por gnaisses bandados (Setores II-A1, II-A-B1, II-A-B2 e II-A-B3), granito-gnaisses pegmatíticos Setores II-D-B1. II-D-

B2 e II-D-B3) e pelos anfibolitos (Setores II-D-B1, II-D-B2 e II-D-B3). De forma geral, a foliação metamórfica nestas rochas possui direção predominante N275° com mergulhos variáveis de 30° a 60° para nordeste, ou seja para montante, incluindo também a atitude da ZCV – Zona de Cisalhamento do Vertedouro (Setor II-C-B1) (Figuras 5 a 7).



Fig. 3 – Visão panorâmica do canal da tomada d'água. Notar o contato e a diferença de coloração entre os gnaisses bandados e o granito-gnaiss pegmatítico, além dos diferentes setores estudados.



Fig. 4 – Setor IV, ZCTD - Zona de Cisalhamento presente no canal da tomada d'água. Aspecto da continuidade da zona de cisalhamento de direção N06° mergulhando cerca de 80° para SE (jusante), interceptando tanto o eixo do barramento quanto do canal em um ângulo aproximado de 45°.

Os granito gnaisses do Bloco 3 adentram pelo Bloco 4 e são interceptados, em contato estrutural, por uma faixa de aproximadamente 7 metros de gnaisses bandados de forma tabular (Setor II-A-B4) encaixada nos granito gnaisses (Setor II-D-B4). Esta faixa, de acordo com a sua foliação metamórfica, possui direção aproximada N10° com mergulho de cerca de 30° para sudeste (jusante).

De forma geral para o Bloco 5 as características geotécnicas apresentam-se similares as ocorrentes no maciço do Bloco 4. O Bloco 6 apresenta o predomínio da litologia dos gnaisses bandados (II-A-B6), que apresentam-se distribuídos por todo o bloco, a exceção, da ocorrência de duas "ilhas" de

granito-gnaisses (Setor II-D-B6). O Bloco 7 destaca-se pela presença de uma zona de cisalhamento (Setor II-B-B7) de direção N340/65NE, que a partir do eixo, em direção a jusante, se ramifica em duas delimitando blocos de granito gnaisses (Setor II-D-B7) e de gnaisses bandados (Setor II-A-B7). O Bloco 8 apresenta a continuidade dos gnaisses bandados presentes no Bloco 7. De forma geral possuem semelhanças estruturais com os maciços vizinhos. Notou-se em campo a ocorrência de exudação de água em ponto fraturado localizado na base do talude da descida d'água. O Bloco 9 destaca-se pela presença de uma zona de cisalhamento (Setor II-B-B9) de direção predominante N10/15SE (jusante), associada ao contato entre granito gnaisses do setor II-D-B9 com os gnaisses bandados do setor II-A-B9. Esta zona caracteriza-se pela "anfibolitização" dos gnaisses bandados nas proximidades deste contato. Conforme já estudado em outros setores, a ocorrência do cisalhamento nos gnaisses bandados promove a diminuição de sua resistência mecânica contribuindo assim para a queda de qualidade do maciço neste setor. O Bloco 10 apresenta o predomínio dos gnaisses bandados (Setor II-A-B10), além da continuidade da zona de cisalhamento identificada no bloco 09 (setor II-D-B9).



Fig. 5 – Detalhe do ressalto topográfico existente entre as litologias dos gnaisses bandados (Setor II-A-B1) e os anfibolitos (Setor II-B-B1).



Fig. 6 – Face do Talude do Vertedouro no Bloco 03. Notar o contato entre os anfibolitos do Setor II-B-B3 e os granito-gnaisses do Setor II-D-B3.

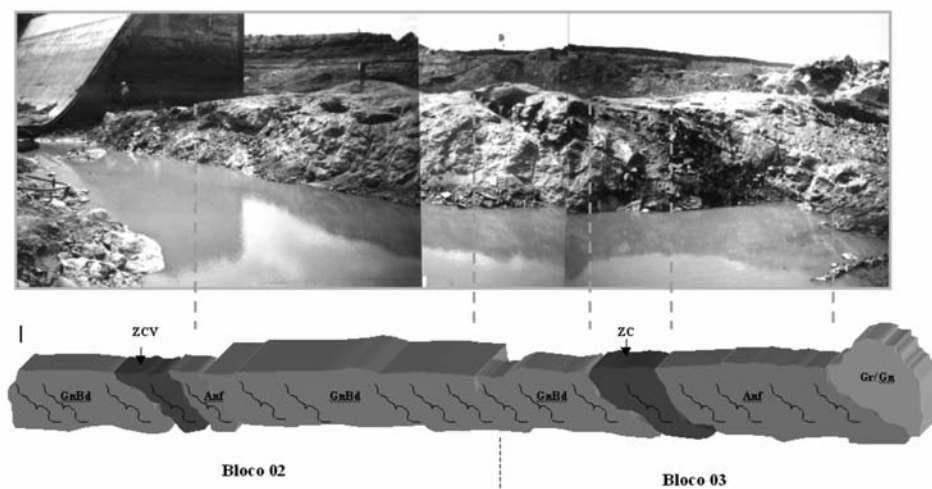


Fig. 7 – Perfil esquemático da compartimentação do maciço rochoso nos blocos 2 e 3.

3.4 – Maciço da Margem Esquerda

Os cerca de 10.600m² de área mapeada do maciço da fundação dos espaldares de montante e jusante, apresentam três diferentes litologias, sendo duas de natureza gnáissica e uma de natureza anfibolítica. Neste contexto, o maciço foi compartimentado em sete setores distintos: o Setor I associa-se a área de ocorrência dos gnaisses bandados presentes entre as estacas E23 e E24+5; o Setor II engloba as áreas de ocorrência do granito-gnaiss pegmatítico; O Setor III representa a primeira zona de cisalhamento ocorrente no granito-gnaiss pegmatítico; O Setor IV representa a ocorrência da segunda zona de cisalhamento no maciço do granito-gnaiss pegmatítico; O Setor V corresponde a ocorrência da rocha anfibolítica; O Setor VI corresponde a Zona de Cisalhamento presente nos anfibolitos e o Setor VII associa-se a área de ocorrência dos gnaisses bandados, a partir da estaca E29 (Figuras 8 e 9).



Fig. 8 – Maciço da margem esquerda. Notar a continuidade para jusante dos anfibolitos do Setor VI. Observar o expressivo controle estrutural e a ocorrência de água percolando no maciço.

Encaixado entre dois “bolsões” de gnaisses ocorrem rochas anfibolíticas de coloração cinza escura bastante foliadas de direção N15° com mergulho relativamente raso variável de 40° a 35° para sudeste, ou seja para jusante. Os contatos entre os anfibolitos e os gnaisses são de natureza estrutural delineando de forma precisa a descontinuidade litológica, tanto para montante quanto jusante do eixo. Cortando estas litologias ocorrem zonas de cisalhamento de direções principais N266° e N15° nos gnaisses, e N015° nos anfibolitos, esta última caracterizando a expressiva zona de cisalhamento do Setor VI.

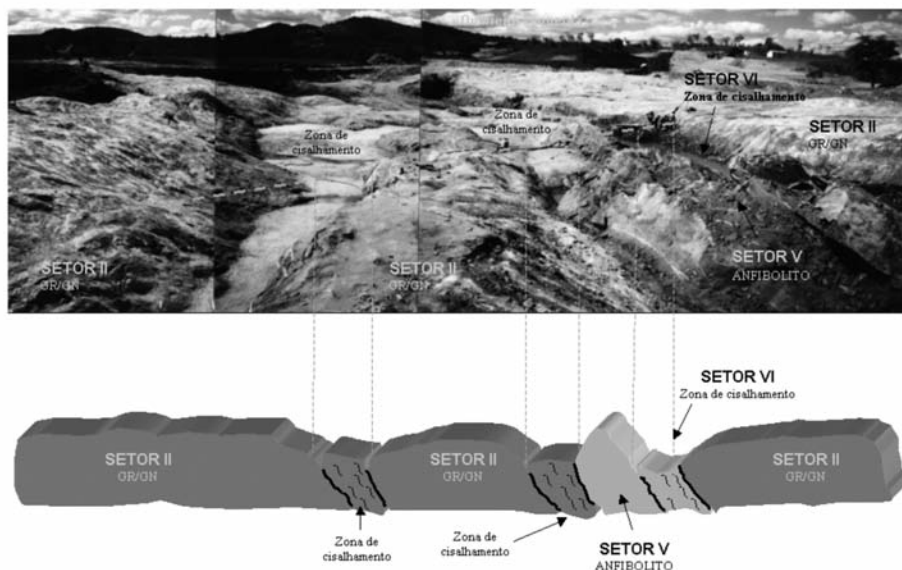


Fig. 9 – Perfil esquemático da compartimentação do maciço da margem esquerda.

4 – CARACTERIZAÇÃO DA QUALIDADE DO MACIÇO NOS DIFERENTES SETORES

Apresenta-se neste item a classificação geomecânica dos diferentes setores estudados de acordo com os critérios das classificações de Bieniawski (1973) (Sistema RMR) e de Barton *et al.*, (1974) (Sistema Q). Ressalta-se que para cada um dos 42 setores (Tabela 1) foram levantados e analisados os dados referentes ao número de famílias de fraturas, sua geometria, espaçamento, persistência, abertura, preenchimento e rugosidade (JRC). Estes dados aliados a valores expeditos de resistência do maciço e grau de alteração, bem como, de valores de RQD retirados do cálculo do índice J_v , foram utilizados para completar os atributos utilizados nas tabelas das classificações geomecânicas.

Desta forma, o maciço da ombreira direita (Setores I-A, I-B e I-C) foi classificado como de qualidade boa a razoável, resultado de sua homogeneidade com relação a pouca ocorrência de descontinuidades persistentes e do espaçamento de seu fraturamento, compensando o estado inicial de alteração do maciço. Quanto ao Maciço do Canal da Tomada D’água, os setores I e III, respectivamente os trechos de ocorrência dos gnaisses bandados e dos granito-gnaisses pegmatíticos, obtiveram a mesma classificação de qualidade geomecânica tanto através do método "RMR" quanto pelo índice "Q", respectivamente, boa qualidade e qualidade regular para o maciço. O Setor II, apesar de estruturalmente fazer parte da ZCTD, apresentou, também, boa qualidade pelo método "RMR" e regular qualidade pelo índice "Q". Já o Setor IV, que representa a Zona de Cisalhamento do Canal da Tomada D’água, foi classificado como de qualidade ruim ou péssima pelos dois métodos. Assim,

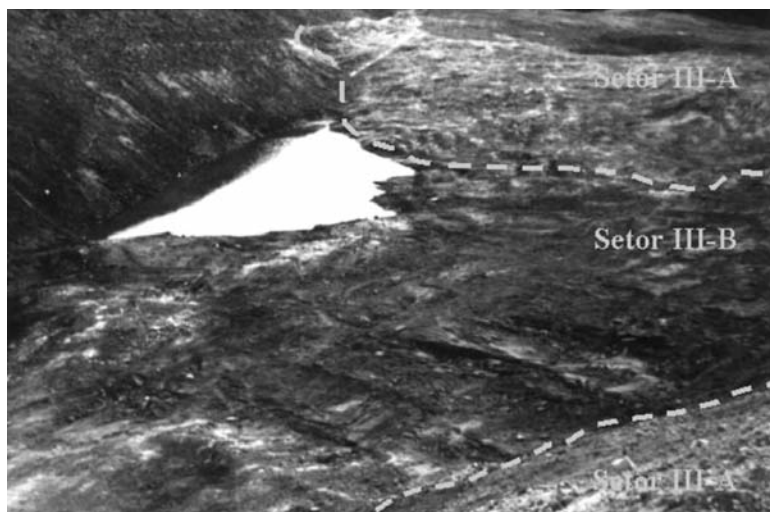


Fig. 10 – Trecho inundado devido a percolação no maciço anfibolítico (E32 – E32+10; 40J). Notar o enclave do Setor III-B entre o maciço dos granito-gnaisses do Setro III-A.

o maciço rochoso do canal da tomada d'água apresenta boas qualidades geomecânicas. Porém, algumas estruturas nele impressas deverão ser tratadas de forma particular, pois possuem direções subparalelas ao canal e subperpendiculares ao eixo do barramento, que podem atribuir ao maciço direções e/ou caminhos preferenciais de percolação.

Quanto ao Maciço do Vertedouro, os setores associados aos gnaisses bandados e aos granito gnaisses foram classificados como de razoável a boa qualidade. Exceção ocorreu com o maciço anfibolítico classificado como de qualidade razoável pelo método "RMR", e ruim a muito ruim pelo índice "Q" de Barton. Já os setores associados as zonas de cisalhamento, estes obtiveram a classificação do maciço de ruim a muito ruim pelos dois métodos.

Com relação ao maciço da margem esquerda, a compartimentação em sete trechos facilitou o entendimento e análise quanto a qualidade geomecânica. Os setores I, II, III e IV obtiveram a mesma classificação de qualidade geomecânica tanto através do método "RMR" quanto pelo índice "Q", respectivamente, boa qualidade e qualidade regular para o maciço. O Setor V apresentou qualidade regular pelo método "RMR" e de pobre qualidade pelo índice "Q". Já o Setor VI, que representa a zona de cisalhamento ocorrente nos anfibolitos, foi classificado como de qualidade pobre pelos dois métodos. O Setor VII, devido principalmente a um aumento no grau de alteração intempélica apresentou qualidade regular pelos dois métodos. Assim, as diferenças litológicas entre os gnaisses e os anfibolitos, associados a ação cisalhante de pelo menos duas zonas de falhas em seus contatos, promoveram a concepção de um modelo geológico-geotécnico embasado pela existência de um maciço resistente e estanque, representado pelas rochas gnaissicas, e outro de menor resistência mecânica e com ocorrência de exudação de água, representado pelos anfibolitos. Ressalta-se que a resistência/coesão dos anfibolitos tendem a aumentar em profundidade devido a diminuição do grau de alteração do maciço.

O Maciço da ombreira esquerda foi subdividido em dois setores o Setor III-A e o Setor III-B. O Setor III-A corresponde as áreas onde ocorrem a litologia dos granito-gnaisses, enquanto que no Setor III-B ocorrem os anfibolitos. A exemplo de outros trechos mapeados a diferença entre as litologias refletem diferentes qualidades no maciço. O Setor III-A foi classificado como de qualidade razoável por todos os métodos, devido principalmente ao estado de alteração do maciço e a menores valores de RQD encontrados. Já os anfibolitos repetem neste setor o seu baixo desempenho, agravado aqui pelo maior grau de alteração.

Tabela 1 – Classificação dos diferentes setores mapeados.

Trecho	Setor	J_v	RQD	Classe do Maciço	
				RMR	Q
Ombreira Direita	I-A	8	89	Razoável	Razoável
	I-B	7	92	Bom	Razoável
	I-C	12	75	Bom	Razoável
Tomada d'água	I	14	69	Bom	Razoável
	II	15	66	Bom	Razoável
	III	9	85	Bom	Razoável
	IV	100	25	Ruim	Ruim
Bloco 1	II-A1	12	75	Bom	Razoável
	II-A-B1	12	75	Bom	Razoável
	II-B-B1	11	79	Razoável	Ruim
	II-C-B1	20	49	Ruim	Ruim
	II-D-B1	4	100	Bom	Razoável
Bloco 2	II-A-B2	3	100	Bom	Razoável
	II-B-B2	10	82	Razoável	Ruim
	II-C-B2	20	49	Ruim	Ruim
Bloco 3	II-A-B3	3	100	Bom	Razoável
	II-B-B3	12	75	Razoável	Ruim
	II-C-B3	3	100	Bom	Razoável
Bloco 4	II-A-B4	3	100	Bom	Razoável
	II-D-B4	3	100	Bom	Razoável
Bloco 5	II-A-B5	3	100	Bom	Razoável
	II-D-B5	3	100	Bom	Razoável
Bloco 6	II-A-B6	3	100	Bom	Razoável
	II-D-B6	3	100	Bom	Razoável
Bloco 7	II-A-B7	3	100	Bom	Razoável
	II-B-B7	10	82	Razoável	Ruim
	II-D-B7	3	100	Bom	Razoável
Bloco 8	II-A-B8	3	100	Bom	Razoável
	II-D-B8	3	100	Bom	Razoável
Bloco 9	II-A-B9	3	100	Bom	Razoável
	II-B-B9	12	75	Razoável	Ruim
	II-D-B9	3	100	Bom	Razoável

Tabela 1 – Classificação dos diferentes setores mapeados. (Cont.)

Trecho	Setor	J_v	RQD	Classe do Maciço	
				RMR	Q
Bloco 10	II-A-B10	3	100	Bom	Razoável
Margem Esquerda	I	3	100	Bom	Razoável
	II	7	92	Bom	Razoável
	III	12	75	Bom	Razoável
	IV	12	75	Bom	Razoável
	V	17	59	Razoável	Ruim
	VI	20	49	Ruim	Ruim
	VII	14	69	Razoável	Razoável
Ombreira Esquerda	III-A	16	62	Razoável	Razoável
	III-B	20	49	Ruim	Ruim

6 – CONCLUSÕES

Nos cerca de 30.000m² de área mapeada as três litologias principais, os gnaisses bandados, granito gnaisses e anfibolitos, ocorrem de forma intercalada com suas relações de contato predominantemente controladas por estruturas rúpteis. O maciço, de forma geral, apresenta-se sem alteração, a exceção natural da presença de rocha alterada dura nas ombreiras. Com relação as estruturas presentes, como esperado para maciços cristalinos arqueanos, ocorre uma trama de fraturas de pelo menos três famílias distintas, aliadas a foliação metamórfica bastante proeminente nos gnaisses bandados. Estes, quando entrecortados por zonas de cisalhamento promovem o aparecimento de anfibolitos bastante deformados e foliados que, do ponto de vista geotécnico, apresentam resistência mecânica inferior aos gnaisses. Tal fato é atestado em campo através de diferentes resistências a escavação. Outro fato relevante é a ocorrência de áreas alagadiças e úmidas sobre os anfibolitos atestando o potencial de percolação de fluidos, principalmente na zona de contato com maciços mais competentes a exemplo dos granito-gnaisses e gnaisses pegmatíticos. Quanto ao uso das classificações geomecânicas, estas mostraram-se bastante úteis no sentido de classificar os diferentes setores definidos pelo levantamento geológico geotécnico, bem como facilitar a representação e o entendimento para projetistas e construtores dos diferentes comportamentos do maciço rochoso, frente as solicitações impostas pelas obras de engenharia.

7 – AGRADECIMENTOS

O autor registra o seu agradecimento ao Eng. Marcílio Jorge (DM Construtora de Obras), Eng. Paulo Machado (Higesa Engenharia) e ao Geólogo Gilberto Mattos (CERB - Companhia de Engenharia Rural da Bahia) pelo apoio e pelas relevantes contribuições em campo para realização deste trabalho.

8 – REFERÊNCIAS

- Barton, N., Lien, R. Lunde, J. (1974). Engineering classification of rock masses for the design of tunnel support. *Rock Mech.* Vol. 6, n. 4, p.189-236.
- Bieniawski, Z.T. (1973). Engineering Classification of Jointed Rock Masses. *The Civil Engineering South Africa.*, p.335-343.
- ISRM – International Society for Rock Mechanics (1978). “*Suggested Methods for the Quantitative Description of Rock Masses*” Tradução n.12 da ABGE, 1983.



International Conference on Geosynthetics

Brazil, 23-27 May 2010

This traditional IGS conference
will offer an unique opportunity for the exchange
of experiences on the main geosynthetic themes through

- lectures •
- paper presentations •
- discussions •
- courses •
- exhibition •



May 23 - 27th 2010

Guarujá - Brazil

www.9icg-brazil2010.info



Organized by

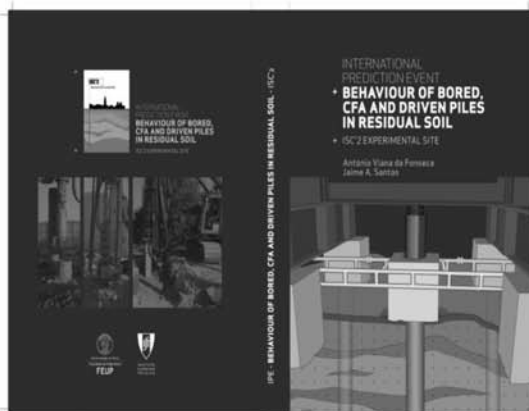


Supported by



Under
the auspices of





INTERNATIONAL PREDICTION EVENT behaviour of CFA, Driven and Bored piles in Residual Soil EXPERIMENTAL SITE - ISC'2

September 2008 / 240x170 / 688 pages
BN: 978-972-752-104-3
BN: 978-989-95625-1-6



About this book

In the preparation of the 2nd International Conference on Site Characterization (ISC'2), held in Sept. 2004 at the Faculty of Engineering of the University of Porto (FEUP), Portugal, an experimental site, here situated, was launched for the purpose of organizing an international PPE, organized by FEUP and Instituto Superior Técnico of the Technical University of Lisbon under the auspices of TC-16 and TC-18 of ISSMGE. A very extensive site characterization including a large variety of in-situ tests and also pile load tests were prepared in this experimental site, under the sponsorship of 4 construction companies.

In the experimental site, 3 different kinds of piles were executed: bored piles with temporary casing, continuous flight auger, CFA, piles (bored - drilled shafts - and CFA piles with circular section - nominal diameter Ø600mm) and driven piles (with square section - width B=350mm). These 3 different types of piles were loaded axially side by side up to failure (piles E9-bored, T1-CFA and C1-driven).

The participants were provided information on pile geometry, soil profile, equipment and high strain dynamic tests results. They were challenged to predict the static load bearing behaviour of piles including:

- (i) a table giving load vs. settlement at the pile head;
- (ii) parameters and models used;
- (iii) calculation methodology;
- (iv) pile base resistance and shaft resistance, separately if applied;
- (v) ultimate compressive resistance and criteria used to determine such resistance;
- (vi) allowable bearing capacity and factor of safety used to determine such capacity;
- (vii) explanation of the method used to reach all the previous items.

A total of 32 predictions were received from 17 countries.

In this book, the authors and responsible for the exercise, describe the process, present the available data, which was accessible by request to the participants, compile the received predictions - including the received documents in annex (when permitted by the predictors) - present the results of the tests, with the utmost and possible detail, and analyse them.

Discussion is made on the reasons that may explain some surprising deviations. Some recent analysis, which were presented in recent published papers, are included giving emphasis to the interpretation of the pile head load-settlement curve and the determination of the shaft and toe resistances, apart from the toe residual load.

Authors:

António Viana da Fonseca - DSc, Associate Professor - Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto
Jaime A. Santos - DSc, Associate Professor - Instituto Superior Técnico da Universidade Técnica de Lisboa

Contacts:

Prof. António Viana da Fonseca
Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto
Rua Dr. Roberto Frias s/n
4200-465 Porto, Portugal
e-mail: viana@fe.up.pt ; FAX: +351225081446

Prof. Jaime A. Santos
Instituto Superior Técnico da Universidade Técnica de Lisboa
Av. Rovisco Pais
1049-001 Lisboa, Portugal
e-mail: jaime@civil.ist.utl.pt

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 prospekção 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



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

MOÇAMBIQUE

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

ARGÉLIA

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

BRASIL

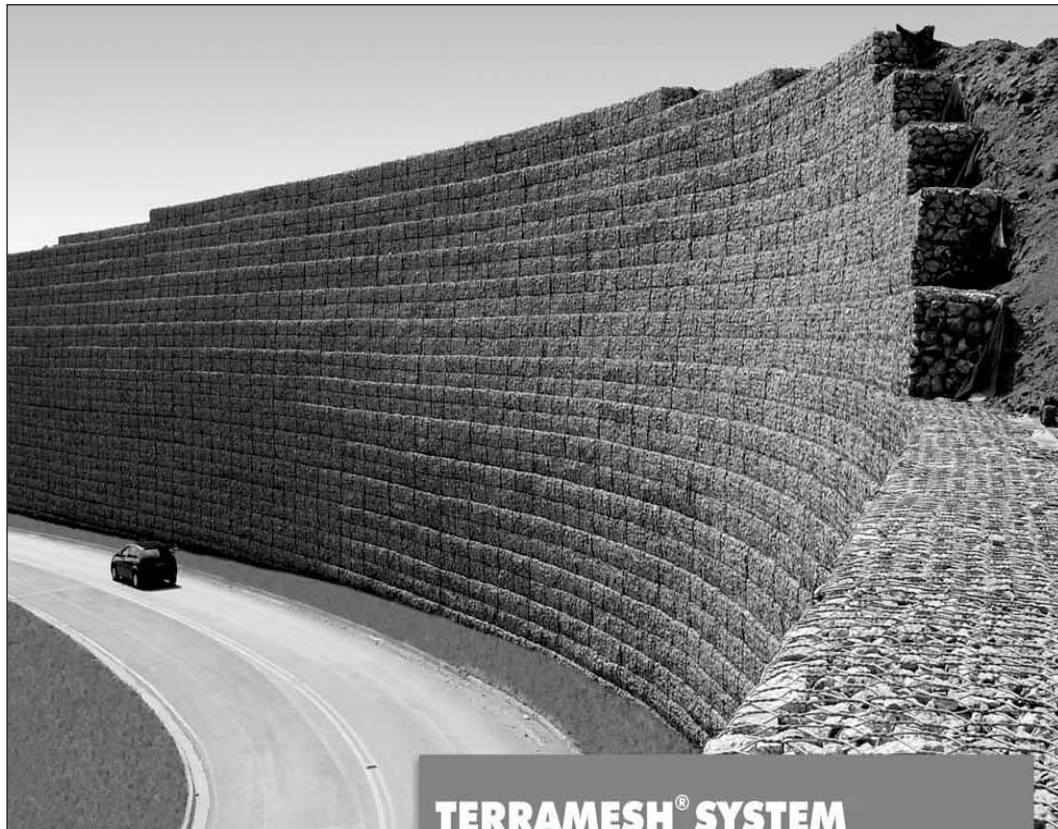
Rio de Janeiro
COBA Ltd. - Rua Bela 1128
São Cristóvão
20930-380 Rio de Janeiro RJ
Tel.: (55 21) 351 50 101
Fax: (55 21) 258 01 026

Fortaleza

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

EMIRATOS ÁRABES UNIDOS

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



TERRAMESH® SYSTEM **estruturas em solo reforçado**

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

MACCAFERRI

BRASIL

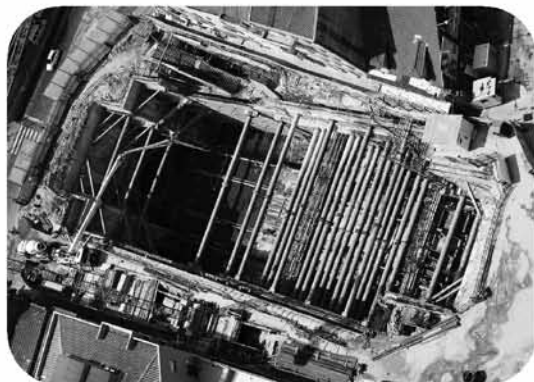
Phone: 55 (11) 4589-3200
Fax: 55 (11) 4582-3272
e-mail: maccaferri@maccaferri.com.br
Site: www.maccaferri.com.br

PORTUGAL

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



Engenharia Geotécnica



ESTRUTURAS DE SUPORTE - FUNDAÇÕES



GEOTECNIA RODOVIÁRIA - TÚNEIS



FISCALIZAÇÃO DE OBRAS GEOTÉCNICAS

CENORGEO – Engenharia Geotécnica, Lda
Grupo CENOR www.cenor.pt

Rua das Vigias - Lote 4.25.01A - Piso 1 Parque das Nações 1990 - 506 Lisboa
Tel. 218437300 - Fax 218437317 cenorgeo@cenorgeo.pt





- > **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



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


Geocontrolo
Geotecnia e Estruturas de Fundação SA

GEOMEC

*Ensaio Dinâmico em
Fundações Profundas*

*Consultoria em Engenharia
Geotécnica e de Fundações*

Av. Brasil, 691 - 11º andar - Sta. Efigênia - CEP: 30140-000

Belo Horizonte/Minas Gerais/Brasil

Fone: 55 (31) 3222-1970 - Fax: 55 (31) 3213-7204

Email: geomec.bhz@terra.com.br - Site: www.geomec.com.br



Engenharia Geotécnica



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

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

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

Escritório do Porto
 Rua Eng. Ferreira Dias, n.º 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 Sevilla
 Polígono Industrial de Guadalquivir, C/ Artesania, 3
 41120 Gelves (Sevilla) - ESPANHA
 Tel. 00 34 955 762 833 / Fax 00 34 955 76 11 75



In Situ

GEOTECNIA

CURITIBA_PR: 41 3345 1424
VÁRZEA PAULISTA_SP: 11 4596 5921
www.insitu.com.br
insitu@insitu.com.br

INVESTIGAÇÕES GEOTÉCNICAS:

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



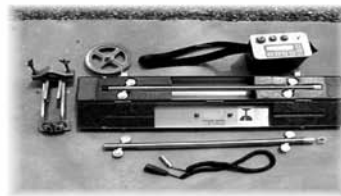
CONTROLE TECNOLÓGICO DE FUNDAÇÕES:

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



INSTRUMENTAÇÃO DE OBRAS:

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



LABORATÓRIOS DE SOLOS E PAVIMENTO:

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



ENSAIOS IN-SITU IN-SITU TESTS

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

DeltaGeo
Geotechnics

INSTRUMENTAÇÃO GEOTÉCNICA GEOTECHNICAL INSTRUMENTATION

Estudo
Projeto
Instalação de Instrumentação de auscultação
(importação direta)

0800 979 3436

www.deltageo.com.br

deltageo@deltageo.com.br

Phone: +55 11 8133 6030

Skype: lcgarrab

Radio: 55*7*58920 Nextel

MSN: lcgarrab@hotmail.com

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



DeltaGeo-Multipurpose Site Investigation Rig 20M

oficina de textos

*Comprehensive books on Brazilian
Geotechnical Engineering (in Portuguese).
Professional and text books.
We also publish books on Geology, Geography,
Environment and Remote Sensing.*

Editora determinada a consolidar e divulgar
a extraordinária experiência brasileira
em Engenharia Geotécnica.

Textos universitários e profissionais.
Conheça também nossos livros em
Geologia, Geografia, Meio Ambiente e
Sensoriamento Remoto.

Tel.: +55 (11) 3085-7933
Site: www.ofitexto.com.br

UNIVERSITÁRIO
Curso Básico de Mecânica
dos Solos com Exercícios
Resolvidos (3ª ed.)
Carlos de Sousa Pinto



PROFISSIONAL
Patologia das Fundações
Jarbas Milititsky
Nilo Consoli
Fernando Schnaid



PROFISSIONAL
**Instrumentação e
Segurança de Barragens
de Terra e Enrocamento**
João Francisco A. Silveira



PROFISSIONAL
**100 Barragens Brasileiras:
Casos Históricos, Materiais de
Construção, Projeto (2ª ed.)**
Paulo Teixeira da Cruz

INSTRUÇÕES PARA APRESENTAÇÃO DE ORIGINAIS

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

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

A decisão de publicar um trabalho na revista compete à Comissão Editorial, competindo-lhe também a respectiva classificação. Cada trabalho será analisado por pelo menos três revisores. Os pareceres dos revisores serão apresentados no prazo de dois meses.

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

A redacção dos trabalhos deverá respeitar os seguintes pontos:

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

Outras informações e esclarecimentos podem ser pedidos para:

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

- 5 **Análises do comportamento sísmico de estruturas de suporte flexíveis multi-apoiadas**
António Carlos F. da Silva Ambrósio e Jaime A. Santos
- 27 **Estudo de uma ruptura em talude urbano no Morro do Curral – Ouro Preto**
Sueli Batista Ferreira, Milene Sabino Lana, Luis Fernando Martins Ribeiro e Brasileu Agnaldo Pereira
- 47 **O aterro sanitário como bio-reactor: desafios geotécnicos**
Maria da Graça Alfaro Lopes e Maria do Carmo Conde
- 71 **Processos de instabilização em falésias: estudo de um caso no nordeste do Brasil**
Olavo Francisco dos Santos Jr., Ricardo Nascimento Flores Severo, Ada Cristina Scudelari e Ricardo Farias do Amaral
- 91 **Avaliação da susceptibilidade e delimitação de áreas de risco ao escorregamento em encostas do sítio urbano do município de Ilhéus-BA, Brasil**
Ronaldo Lima Gomes, Gustavo Barreto Franco, Niel Nascimento Teixeira e Agna Almeida Menezes
- 113 **Aplicação da FMEA/FMECA a uma barragem de retenção de rejeitados**
Ricardo N. C. dos Santos, Laura M. M. S. Caldeira e João P. Bilé Serra
- 143 **NOTA TÉCNICA**
- 145 **Avaliação das qualidades do maciço rochoso presente na fundação da barragem de Bandeira de Melo Bahia-BR**
Ronaldo Lima Gomes