

# COMPORTAMENTO SÍSMICO DE UM TALUDE REFORÇADO COM GEOSINTÉTICOS. UM ESTUDO PARAMÉTRICO

## SEISMIC BEHAVIOUR OF A GEOSYNTHETIC REINFORCED SOIL STEEP SLOPE. A PARAMETRIC STUDY

Vieira, Castorina Silva, *FEUP, Porto, Portugal, cvieira@fe.up.pt*

Caldeira, Laura Maria M. S., *LNEC, Lisboa, Portugal, laurac@lnec.pt*

Lopes, Maria de Lurdes, *FEUP, Porto, Portugal, lcosta@fe.up.pt*

### RESUMO

Este trabalho começa com uma breve descrição do comportamento de estruturas reforçadas com geossintéticos durante a ocorrência de alguns sismos que tiveram lugar na década de 90, nomeadamente, Northridge (Estados Unidos), Hyogoken-Nambu ou Kobe (Japão) e Chi-Chi (Taiwan). Apresenta-se ainda um estudo paramétrico relativo ao comportamento de um talude reforçado com geogrelhas, de 8,4 m de altura e 60° de inclinação de face, quando submetido a uma acção sísmica. O estudo paramétrico visa essencialmente analisar o efeito do tipo de solicitação considerada e do comprimento do reforço.

### ABSTRACT

This paper presents a brief description of the behaviour of geosynthetic-reinforced structures during some earthquakes occurred in the Nineties, namely Northridge (United States), Hyogoken-Nambu or Kobe (Japan) and Chi-Chi (Taiwan). It is also presented a parametric study relating to the behaviour of a 8.4 m high geogrid-reinforced slope (60°) subjected to a seismic action. The parametric study aims to analyze the effects of the input motion and the reinforcement length on the behaviour of the structure.

### 1. INTRODUÇÃO

As estruturas reforçadas com geossintéticos surgiram em finais da década de 60, tendo a sua aplicação conhecido um rápido sucesso, facto que levou a que a primeira preocupação fosse manter a confiança da indústria da construção, minimizando os riscos de rotura através da adopção de metodologias de dimensionamento conservativas e de factores de segurança elevados.

Na maioria dos casos citados na bibliografia e tal como se verá no ponto seguinte, as estruturas reais sujeitas a acções sísmicas evidenciaram bom comportamento, podendo este comportamento ser justificado quer pelo facto de os geossintéticos serem reforços extensíveis, permitindo a instalação de níveis de deformação significativos nas estruturas que reforçam, quer pelo facto de se utilizarem métodos de dimensionamento conservativos e coeficientes de segurança elevados.

De realçar que no Japão, país onde a frequência de ocorrência de sismos é muito elevada, o alargamento das linha férreas e a substituição de aterros existentes têm vindo a ser realizados, em diversos casos, com recurso a estruturas reforçadas com geossintéticos.

## 2. COMPORTAMENTO OBSERVADO EM ALGUMAS ESTRUTURAS APÓS A OCORRÊNCIA DE SISMOS

O Quadro 1 apresenta um resumo do comportamento observado e relatado na bibliografia de muros e taludes reforçados com geossintéticos após a ocorrência de sismos que tiveram lugar essencialmente na década de 90.

Da inspecção efectuada sobre estruturas reforçadas com geogrelhas submetidas ao sismo de Northridge que ocorreu em Janeiro de 1994 nos Estados Unidos, conclui-se que estas estruturas se comportaram de forma excelente, mesmo tendo sido submetidas a acções sísmicas muito superiores aos valores para os quais tinham sido dimensionadas [1]. Este autor é peremptório quando afirma “*None of the structures surveyed were seriously affected by the earthquake*” ([1]), referindo-se a estruturas reforçadas com geogrelhas. O muro, com 6,4 m de altura, onde foram visíveis, próximo do limite da zona reforçada, fissuras à superfície do terreno (ver Quadro 1) foi dimensionado para uma acção sísmica horizontal de 0,3g. No entanto, foi estimado que no local onde se encontra, a componente horizontal da aceleração máxima tenha atingido 0,5g. De realçar ainda que no sismo de Northridge a componente vertical da aceleração sísmica atingiu valores cerca de 1,5 vezes o valor da componente horizontal.

De acordo com o relato de [2], o sismo de Kobe, que ocorreu em 17 de Janeiro de 1995, causou danos consideráveis em muros de betão tipo gravidade, em muros de alvenaria e em muros de betão armado em consola, enquanto alguns muros reforçados com geogrelhas, com painel de face contínuo, tiveram um comportamento muito satisfatório durante o sismo (Quadro 1).

A rotura ocorrida em alguns muros com face em blocos durante o sismo de Chi-Chi, que ocorreu em Taiwan em Setembro de 1999 (Quadro 1), resultou, de acordo com [2] e [3], do facto de existir um grande espaçamento vertical entre reforços e da estabilidade dos blocos da face não ter sido correctamente considerada no dimensionamento.

## 3. MODELAÇÃO NUMÉRICA DA CONSTRUÇÃO DO ATERRO

### 3.1 Generalidades

Na prática corrente, o dimensionamento de estruturas reforçadas com geossintéticos baseia-se em métodos de equilíbrio limite. Porém, estas metodologias de dimensionamento não permitem prever os deslocamentos que a estrutura pode vir a sofrer. Assim, é conveniente que se complemente o dimensionamento com análises de elementos finitos ou de diferenças finitas para prever as deformações no maciço reforçado e validar os pressupostos admitidos no dimensionamento.

Com recurso ao programa bidimensional de diferenças finitas FLAC (Fast Lagrangian Analysis of Continua) simulou-se a construção de um aterro reforçado com geossintéticos, com 8,4 m de altura e 60° de inclinação da face, assente num terreno de fundação competente. Admitiu-se que o solo é de natureza puramente friccional, com comportamento elasto-plástico, obedecendo ao critério de rotura de Mohr-Coulomb e a uma lei de fluxo não associado. Considerou-se que solo apresenta valores de ângulo de atrito interno de 35°, de peso volúmico de 22 kN/m<sup>3</sup>, de módulo de deformabilidade de 60 MPa e de coeficiente de Poisson de 0,3. Na face do talude, para simular uma face do tipo geossintético dobrado (*wrap-around*) e evitar instabilidades locais, considerou-se uma fiada de elementos com 0,30 m de largura, onde se admitiu que o solo apresentava 50 kPa de coesão, mantendo-se as restantes características do solo.

Quadro 1 - Comportamento observado em muros e taludes reforçados após a ocorrência de sismos.

Sismo	Magnitude	Aceleração horizontal (g) (aprox.)	N.º de estruturas	Tipo de reforço e de face	H (m)	Observações
Loma Prieta <sup>1</sup> CA-USA, 1989	7,1	0,1-0,4	3	Geogrelha	3-24	Não se verificaram danos
		0,1	1	Geogrelha	21	Deslocamento de 2% da altura no topo da estrutura
Northridge <sup>2</sup> California -USA 17- Jan.-1994	6,7	0,5	1	Geogrelha em poliéster Blocos	6,4	Observação de fissuras no terrapleno próximo do limite da zona reforçada
		0,3	1	Geogrelha em poliéster Blocos	5,8	Observação de fissuras no terrapleno próximo do limite da zona reforçada
		± 0,1	8	Geogrelha Blocos	4,6 – 11,6	Não se verificaram danos
Kobe <sup>3</sup> Japão 17 – Jan.-1995	7,3	> 0,8 (max.)	3	Geogrelha Painel rígido de betão	3-8	Não se verificaram danos
			1	Geogrelha Painel rígido de betão	6	Deformação lateral ~30cm ( <i>Muro Tanata</i> )
Chi-Chi (Ji-Ji) <sup>4,5</sup> Taiwan 21- Set.- 1999	7,3	1 (max.)	1	Geogrelha Geogrelha dobrada - Talude	40	Colapso (já tinha sofrido deformação excessiva antes do sismo devido a escavação)
			1	Geogrelha em PEAD Geogrelha dobrada - Talude	35	O talude permanece estável após o sismo; fendas no pavimento da via existente no topo
			4	Geogrelha Blocos - Muros	2; 3 3,4; 5	Assentamentos; fendas à superfície do terreno deslocamentos laterais excessivos; colapso

<sup>1</sup> De acordo com [4]

<sup>2</sup> Relato de [1]

<sup>3</sup> Relato de [2]

<sup>4</sup> De acordo com [5]

<sup>5</sup> Relato de [3]

Os reforços foram modelados através de elementos de cabo [6], com comportamento elasto-plástico e resistência à compressão desprezável. Na interface entre o reforço (elemento de cabo) e o solo o programa de cálculo considera uma camada de espessura desprezável (*grout material*). A esta camada atribuiu-se um ângulo de atrito de  $29^\circ$  e uma rigidez de  $5 \times 10^6$  kN/m/m.

Sobre a camada de fundação considerou-se uma camada de solo de pequena espessura, com características iguais às do solo de aterro para, como é habitual na prática, servir de base ao primeiro nível de reforço.

A construção do aterro foi simulada através da colocação de camadas de solo de 0,30 m de espessura e dos reforços quando a cota destes era atingida. Na fase de colocação do nível de reforço  $i$ , o deslocamento horizontal da face a esse nível é impedido, sendo permitido apenas a partir da fase seguinte, isto é, o nível de reforço  $i$  só entra em serviço na fase imediatamente posterior à sua colocação.

No problema base considerou-se a relação comprimento do reforço/altura do talude igual a 0,5, o espaçamento vertical entre reforços igual a 0,6 m e a rigidez dos reforços ( $J$ ) igual a 1000 kN/m. A rigidez foi calculada para uma geogrelha comercial com 90kN/m de resistência nominal e 50kN/m de resistência a longo prazo, seleccionada, após a fase de pré-dimensionamento, com base na ficha do produtor e para 5% de deformação.

A Figura 1 ilustra a malha de diferenças finitas utilizada no problema base e sobre a qual se efectuaram algumas alterações, nomeadamente ao nível do comprimento dos reforços.

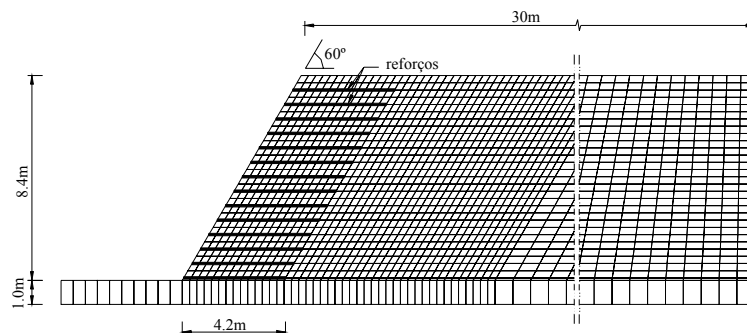


Figura 1 – Malha de diferenças finitas utilizada no problema base.

### 3.2 Deslocamentos da face e esforços instalados nos elementos de reforço

Com o objectivo de comparar os deslocamentos e os esforços induzidos por uma acção sísmica, com os valores verificados no final da construção do aterro, apresentam-se na Figura 2 os deslocamentos horizontais da face da estrutura e os esforços de tracção instalados nos diversos níveis de reforço relativos ao final da construção. Na Figura 2b estão também representados os valores teóricos dos esforços máximos estimados com base no método de equilíbrio limite, que admite uma superfície potencial de rotura do tipo espiral logarítmica apresentado por [7].

Mais detalhes sobre os resultados da modelação numérica da construção desta estrutura e sobre o efeito de factores tais como a rigidez, o espaçamento vertical entre os reforços e o comprimento dos reforços nos deslocamentos do talude e nos esforços de tracção instalados nos reforços podem ser encontrados em [8].

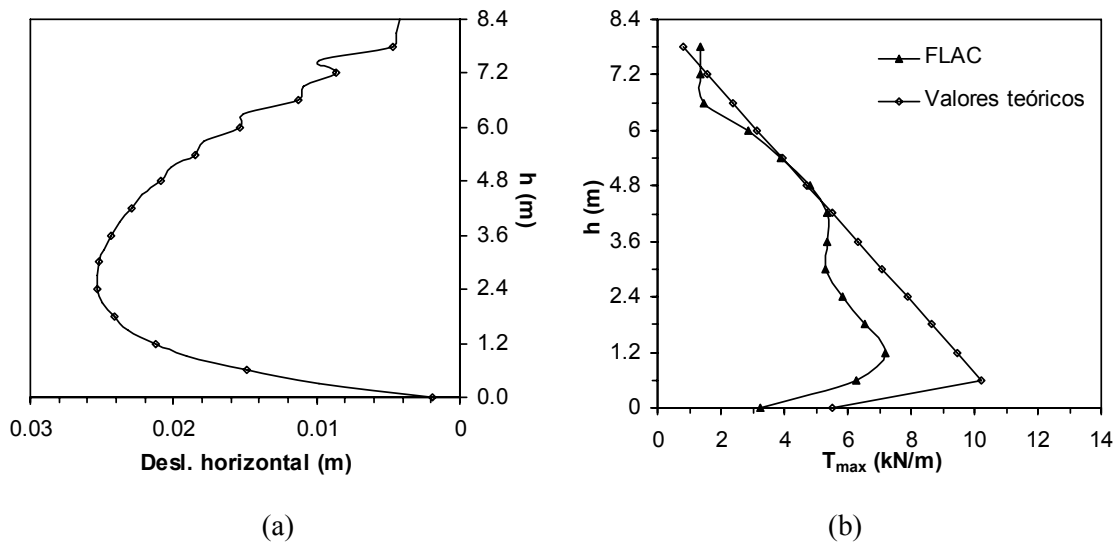


Figura 2 – Modelação numérica da construção do aterro: (a) deslocamentos horizontais da face do talude no final da construção; (b) esforços máximos de tracção nos reforços.

### 3.3 Determinação do factor de segurança em relação à estabilidade global

Nos taludes o factor de segurança,  $F_S$ , é tradicionalmente definido pelo quociente entre a resistência ao corte do solo e o valor mínimo da resistência ao corte que previne a ocorrência de rotura. Ou seja,  $F_S$  é o valor pelo qual a resistência ao corte do solo deve ser dividida para que se conduza o talude a uma situação de rotura iminente. Uma das formas de calcular o factor de segurança  $F_S$ , será a utilização de programas de cálculo baseados no método dos elementos finitos ou diferenças finitas, reduzindo a resistência do solo até que ocorra o colapso. Esta técnica de redução da resistência ao corte tem vindo a ser utilizada por diversos autores ([9], [10]).

Neste trabalho utilizou-se a técnica de redução da resistência ao corte do solo para o cálculo do factor de segurança em relação à estabilidade global,  $F_S$ , recorrendo ao programa bidimensional de diferenças finitas FLAC.

A técnica de redução da resistência utilizada na determinação do factor de segurança, consiste basicamente em efectuar uma série de cálculos para valores do factor de segurança crescentes,  $F_S^{\text{tent}}$ , sendo em cada simulação a resistência ao corte do solo (coesão,  $c$ , e ângulo de atrito,  $\phi$ ), a resistência à tracção do reforço,  $T$ , e a resistência na interface solo-reforço (ângulo de atrito na interface,  $\delta$ ) ajustadas através das equações:

$$c^{\text{tent}} = \frac{c}{F_S^{\text{tent}}} \quad (1)$$

$$\phi^{\text{tent}} = \arctg\left(\frac{\text{tg}\phi}{F_S^{\text{tent}}}\right) \quad (2)$$

$$T_d = \frac{T}{F_S^{\text{tent}}} \quad (3)$$

$$\delta^{\text{tent}} = \arctg\left(\frac{\text{tg}\delta}{F_S^{\text{tent}}}\right) \quad (4)$$

O factor de segurança,  $F_S$ , é o valor de  $F_S^{\text{tent}}$  que conduz à situação de rotura iminente do talude.

O critério de convergência do programa de diferenças finitas FLAC baseia-se no conceito de força nodal não equilibrada, que é a soma das forças que os elementos adjacentes exercem sobre o ponto nodal. Se o nó estiver em equilíbrio a soma dessas forças será nula. No programa FLAC a força não equilibrada é normalizada pela força gravítica que actua no nó. Considera-se que o equilíbrio foi atingido se o valor máximo da força não equilibrada normalizada for inferior a  $10^{-3}$ .

Na Figura 3 apresenta-se a evolução da força máxima não equilibrada normalizada e do deslocamento horizontal de um ponto localizado a cerca de 40 cm da base do talude com o factor de segurança,  $F_S^{\text{tent}}$ , para dois valores do comprimento do reforço ( $L = 0,5H$  e  $L = 0,8H$ ).

Analisando a Figura 3a), é notório que, para valores de  $F_S^{\text{tent}}$  iguais ou inferiores a 1,42, o valor máximo da força não equilibrada é praticamente nulo. Aumentando  $F_S^{\text{tent}}$  para 1,43 ocorre o aumento brusco do valor máximo da força não equilibrada, isto é, não é atingida a situação de equilíbrio (mesmo aumentando o número de iterações) e o deslocamento horizontal junto à base do talude duplica o seu valor. Conclui-se, assim, que, pela técnica de redução da resistência, obtém-se um factor de segurança para este talude reforçado igual a 1,43.

O acréscimo do comprimento dos reforços para 0,8 H conduz, pela análise da Figura 3b), a que o factor de segurança, em relação à estabilidade global, aumente para 1,84.

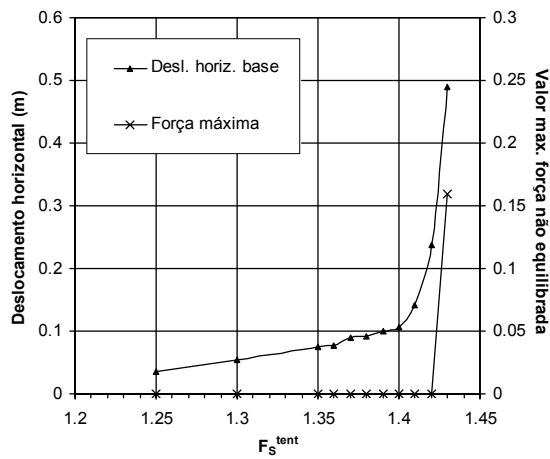
## 4. COMPORTAMENTO SOB ACÇÕES SÍSMICAS

### 4.1 Acções sísmicas e condições fronteira

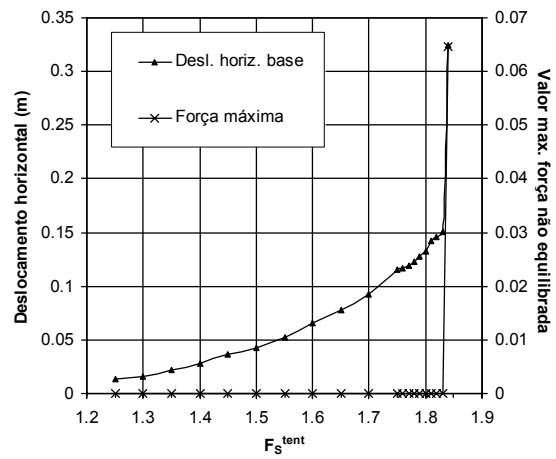
Apresenta-se na Figura 4a) um dos acelerogramas utilizados nas simulações numéricas, gerados artificialmente com recurso ao programa SIMQKE [11] para a Zona A de Portugal e para a acção sísmica tipo 1 (sismo de magnitude moderada a pequena distância focal).

De acordo com o Eurocódigo 8 [12], em particular o seu Documento Nacional de Aplicação (DNA), o valor da aceleração máxima nominal, para a zona sísmica A e para a acção sísmica tipo 1, é de  $2,7 \text{ m/s}^2$ , sendo a duração da parte estacionária do acelerograma igual a 10 s. Para se ter uma ideia do conteúdo em frequências do acelerograma, apresenta-se na Figura 4b) o respectivo espectro de Fourier.

De acordo com o ilustrado na Figura 5a) o acelerograma representado na Figura 4a) conduz, por dupla integração, a deslocamentos residuais no final da sollicitação. Torna-se assim necessário efectuar uma correcção da lei de velocidades (“*baseline correction*”), por forma a anular esses deslocamentos residuais. Na Figura 5a) comparam-se os deslocamentos antes e após a realização da correcção. As leis de velocidades são comparadas na Figura 5b), sendo praticamente coincidentes. Isto significa que, com uma pequena correcção da lei de velocidades se anulam os deslocamentos residuais presentes no final da sollicitação.

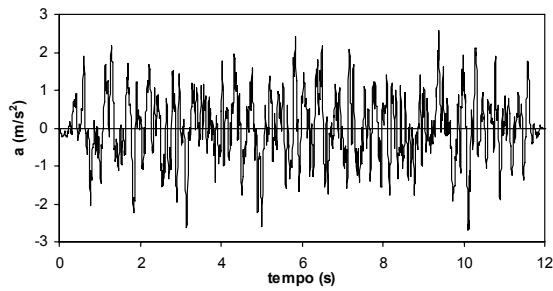


a)

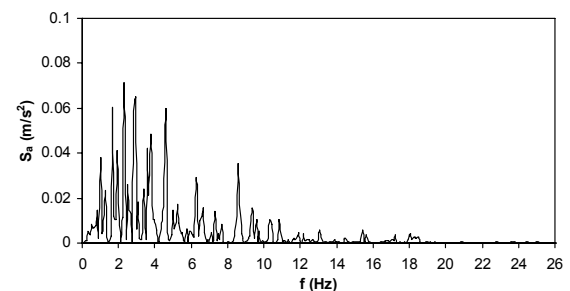


b)

Figura 3 - Evolução do valor máximo da força não equilibrada e do deslocamento horizontal da base do talude com o factor de segurança: a) -  $L = 0,5H$ ; b) -  $L = 0,8H$ .

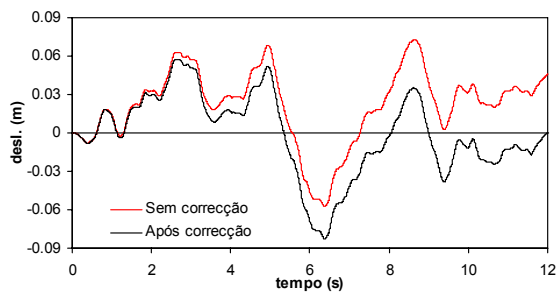


a)

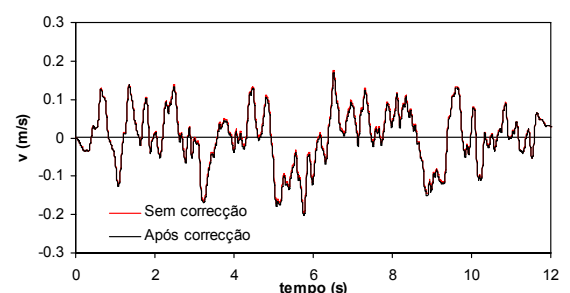


b)

Figura 4 – Solicitação sísmica: a) acelerograma artificial, acção sísmica tipo 1; b) espectro de Fourier.



a)



b)

Figura 5 – Correção da lei de velocidades (“baseline correction”): a) deslocamentos sem e com correção; b) leis de velocidades sem e com correção.

No sentido de avaliar o efeito do tipo de solicitação considerado, foram também analisados acelerogramas do tipo sinusoidal de amplitude variável com a mesma duração e valor de pico dos acelerogramas gerados artificialmente para a acção sísmica tipo 1. Na Figura 6 ilustra-se o acelerograma do tipo sinusoidal (Figura 6a) e a evolução do deslocamento correspondente após a realização da correcção da lei de velocidades (Figura 6b), para a frequência de 3Hz. Foi também considerado o acelerograma do tipo sinusoidal com a frequência de 4Hz.

As fronteiras laterais da malha, representada na Figura 1, consideraram-se radiativas (condição de “free-field”).

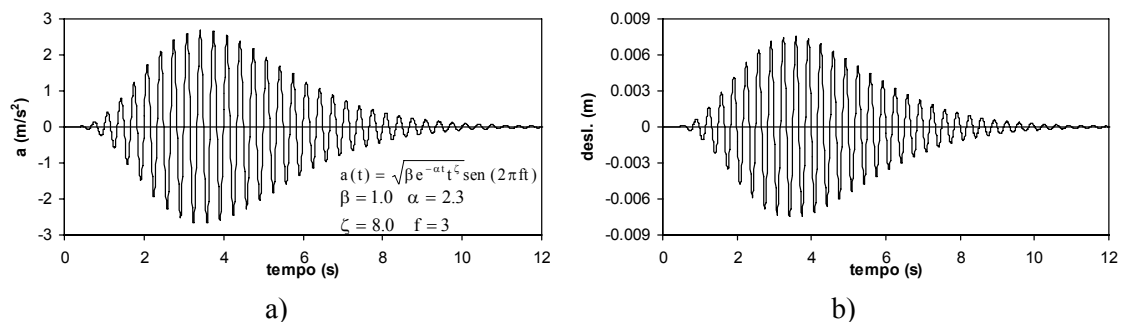


Figura 6 – Solicitação do tipo sinusoidal ( $f = 3\text{Hz}$ ): a) lei de acelerações; b) lei de deslocamentos.

#### 4.2 Análise do problema base

Após a simulação da construção do aterro reforçado, obtendo-se os deslocamentos horizontais da face e os esforços representados na Figura 2, a estrutura foi solicitada pelo acelerograma representado na Figura 4a). A solicitação sísmica horizontal foi introduzida em todos os nós da base da estrutura, com intervalos de tempo de 0,01s através da lei de velocidades correspondente.

Na Figura 7a) ilustram-se os deslocamentos horizontais da face da estrutura no final da solicitação sísmica e os deslocamentos verificados no final da construção. O deslocamento máximo ocorre a meia altura da face da estrutura, sendo da ordem dos 44 cm (5,2% da altura). Note-se que o facto da fronteira inferior ser não radiativa, reflectindo as ondas para o interior do modelo, leva a que a resposta da estrutura em termos de deslocamentos da face e esforços instalados resulte ampliada. Detalhes sobre a influência do tipo de fronteira considerada inferiormente encontram-se discutidos em [13].

Os esforços instalados nos elementos de reforço no final da solicitação sísmica estão representados na Figura 7b). Constata-se que, por exemplo, no terceiro nível de reforço o esforço induzido pela solicitação sísmica é cerca de 6 vezes superior ao esforço máximo instalado nesse nível no final da construção do aterro.

Apresenta-se na Figura 8a) a evolução com o tempo do deslocamento horizontal induzido pela solicitação sísmica no topo e a meia altura da face da estrutura. Apresenta-se ainda o deslocamento imposto na base pela solicitação. A Figura 8b) ilustra a evolução do esforço normalizado pelo valor instalado no final da construção ( $T_0$ ) medido a cerca de 1 m da face da estrutura, no 2º nível, a 2,25 m da face, no 4º nível e a 0,15 m da face, no 14º nível.

#### 4.3 Efeito da solicitação sísmica

Com o objectivo de generalizar a resposta sísmica desta estrutura a uma solicitação gerada para a acção sísmica tipo 1, na Zona A de Portugal, analisaram-se outros dois acelerogramas gerados da mesma forma do acelerograma apresentado na Figura 4a). Como referido em 4.1 foi estudado ainda o efeito da introdução de um acelerograma do tipo sinusoidal de amplitude variável e frequência igual a 3 e 4 Hz, dado que este tipo de solicitação é frequentemente utilizado na realização de estudos paramétricos ([14], [15]).



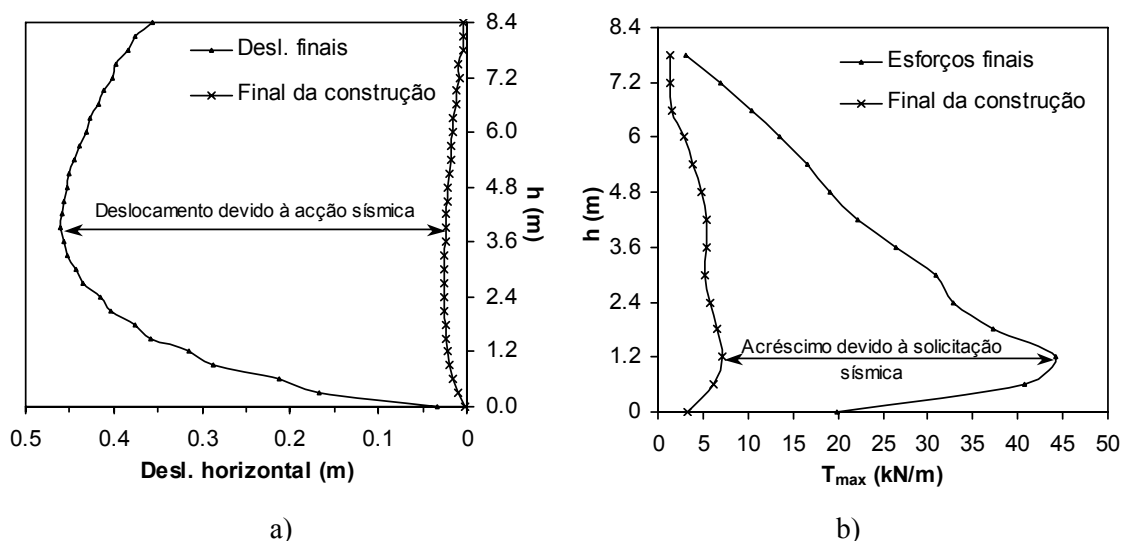


Figura 7 – Deslocamentos horizontais e esforços no final na solicitação sísmica (acelerograma representado na Figura 4a): a) deslocamentos horizontais finais; b) esforços de tracção.

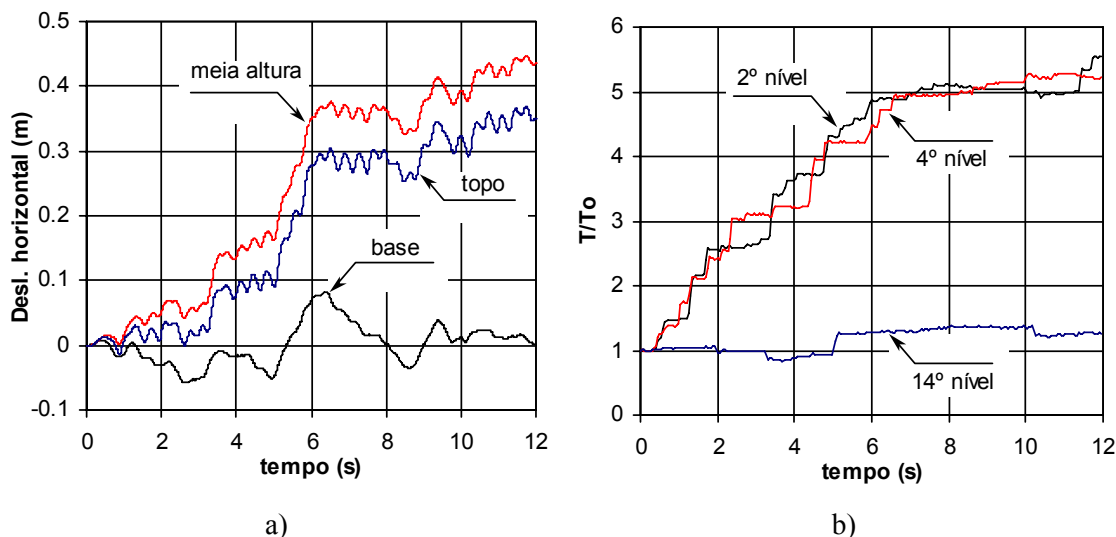


Figura 8 – Evolução com o tempo dos: a) deslocamentos horizontais da face; b) esforços de tracção em 3 elementos.

A Figura 9 apresenta o deslocamento horizontal sísmico e os esforços instalados nos reforços para as cinco solicitações consideradas. A análise da Figura 9 permite concluir que dependendo da frequência considerada, as solicitações do tipo sinusoidal podem ser mais ou menos gravosas do que um acelerograma artificial em que o conteúdo em frequências é muito mais alargado.

Aplicando um impulso na base da estrutura e deixando-a vibrar livremente conclui-se, através do espectro de Fourier das velocidades geradas, que a frequência fundamental do sistema é da ordem dos 3Hz. Compreende-se desta forma os elevados deslocamentos e esforços gerados pela solicitação do tipo sinusoidal de 3 Hz, embora os deslocamentos impostos na base por esta solicitação (Figura 6b) sejam muito inferiores aos deslocamentos referentes aos acelerogramas artificiais (ver por exemplo, Figura 8a).

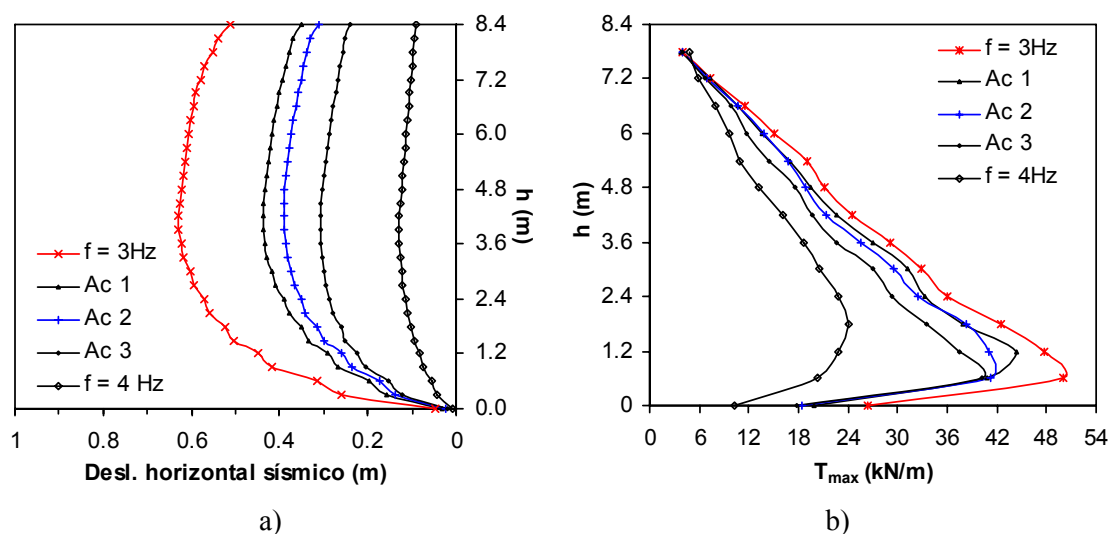


Figura 9 – Efeito da solicitação sísmica: a) nos deslocamentos horizontais da face da estrutura; b) nos esforços de tracção instalados nos reforços.

#### 4.4 Efeito do comprimento dos reforços

Verificou-se em 3.3 que o factor de segurança em relação à estabilidade global,  $F_s$  (sem consideração de acções sísmicas), quando o comprimento do reforço é igual a  $0,5H$  é de 1,43 e que aumentando o comprimento do reforço para  $0,8H$  este factor aumentaria para 1,84. Refira-se ainda que, considerando o comprimento do reforço igual à altura da estrutura ( $L = H$ ),  $F_s$  aumenta para 2,13.

Tendo em atenção que o aumento do comprimento do reforço conduz a um acréscimo significativo do factor de segurança em relação à estabilidade global, considerou-se importante analisar o efeito que o aumento do comprimento do reforço tem sobre o desempenho da estrutura quando submetida a acções sísmicas. Na Figura 10 ilustram-se os deslocamentos horizontais sísmicos da face da estrutura e os esforços de tracção nos reforços no final da solicitação (Ac 3) para os três valores do comprimento do reforço.

Tal como [8] concluiu em termos de análises estáticas (final da construção), o aumento do comprimento do reforço para além de um determinado valor é pouco eficiente em termos de contenção de deslocamentos da face da estrutura e decréscimo dos esforços máximos de tracção. Sakaguchi *et al.* [16] realizaram ensaios numa mesa sísmica montada numa centrífugadora, com modelos de muros reforçados com face em blocos e verificaram que o aumento do comprimento do reforço para além de  $2/3$  da altura da estrutura conduz a uma redução pouco significativa dos deslocamentos laterais da face.

## 5. CONCLUSÕES

Neste trabalho apresenta-se a modelação numérica do comportamento sob acções sísmicas de um talude reforçado com geossintéticos. O estudo que se apresenta é de certa forma limitado, mas faz parte de um trabalho mais abrangente. Deste estudo é possível concluir que:

- a utilização de acelerogramas do tipo sinusoidal, usados frequentemente para a realização de estudos paramétricos, pode conduzir a respostas mais ou menos gravosas que a resposta associada a um acelerograma artificial, em que o conteúdo de frequência é mais alargado;
- o efeito do aumento do comprimento do reforço acima de um determinado valor nos deslocamentos da face do talude e nos esforços máximos de tracção, tal como se tinha

verificado para condições estáticas (final da construção), não é muito significativo; e os resultados de ensaios em mesa sísmica, publicados na bibliografia, apontam no mesmo sentido.

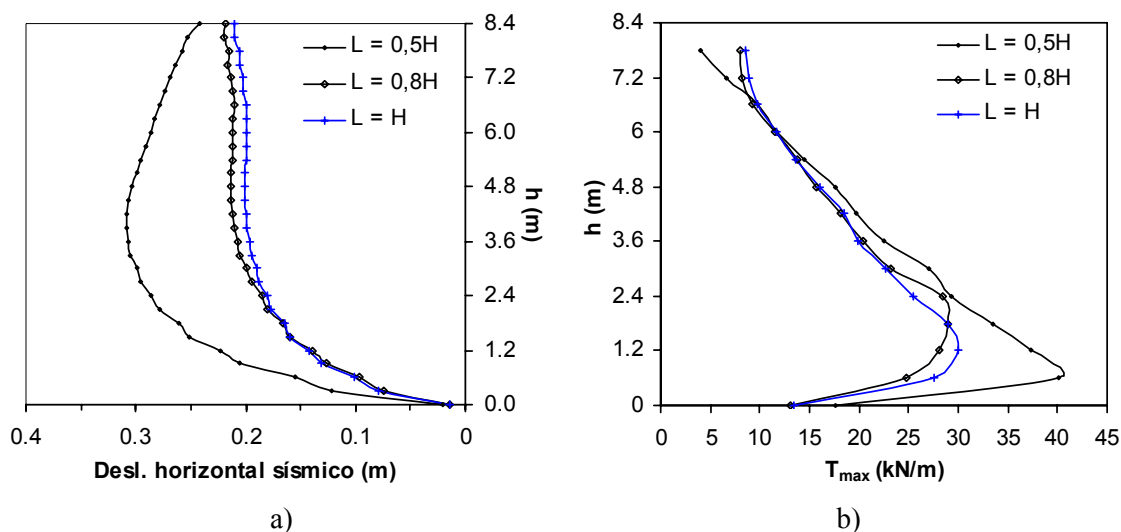


Figura 10 – Efeito do comprimento dos reforços: a) nos deslocamentos horizontais sísmicos; b) nos esforços de tracção instalados nos reforços.

## REFERENCIAS

- [1] Sandri, D. (1997), A Performance Summary of Reinforced Soil Structures in the Greater Los Angeles Area after the Northridge Earthquake, Proc. GRI-10 Conference on "Field Performance of Geosynthetics and Geosynthetic Related Systems. Philadelphia, USA, pp. 59-76.
- [2] Tatsuoka, F., Tateyama, M., Uchimura, T., Koseki, J., (1997), Geosynthetic-reinforced soil retaining walls as important permanent structures. *Geosynthetics International*. 4(2): pp. 81-136.
- [3] Koseki, J., Hayano, K., (2000), Preliminary Report on damage to retaining walls caused by the 1999 Chi-Chi earthquake. *Bulletin of Earthquake Resistant Structures Research Center, University of Tokyo*, (No. 33): pp. 23-34.
- [4] Nova-Roessig, L., Sitar, N. (1998), Centrifuge Studies of the Seismic Response of Reinforced Soil Slopes, *Proceedings of the 3rd Geotechnical Engineering and Soil Dynamics Conference*. Seattle, Washington, pp. 458-468.
- [5] Ling, H.I., Leshchinsky, D., Chou, N.N.S., (2001), Post-earthquake investigations on several geosynthetic-reinforced soil retaining walls and slopes during the Ji-Ji earthquake of Taiwan. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*. 21: pp. 297-313.
- [6] Itasca, (2005), *FLAC - Fast Lagrangian Analysis of Continua, Version 5.00*, Itasca Consulting Group, Inc., USA.
- [7] Vieira, C.F.S., Caldeira, L.M.M.S., Lopes, M.L. (2004), Coeficientes de Impulso de Terras para o Dimensionamento de Estruturas Reforçadas com Geossintéticos, *II Congresso Luso-Brasileiro de Geotecnia*, Aveiro, Portugal, pp. 195-206.
- [8] Vieira, C.F.S., Lopes, M.L., Caldeira, L.M.M.S. (2004), Modelação Numérica de Taludes Reforçados com Geossintéticos, *IX Congresso Nacional de Geotecnia*, Aveiro, pp. 249-258.
- [9] Vieira, C.F.S., Lopes, M.L., Caldeira, L.M.M.S. (2005), Comportamento sísmico de estruturas reforçadas com geossintéticos, *I Seminário Português sobre Geossintéticos*. FEUP, Porto, pp. 109-125.
- [10] Dawson, E.M., Roth, W.H., Drescher, A., (1999), Slope stability analysis by strength reduction. *Géotechnique*. 49(6): pp. 835-840.

- [11] Gasparini, D., Vanmarcke, E., (1976), SIMQKE - A computer program fo artificial motion generation, in User's Manual and Documentation. Department of Civil Engineering, Massachussets Institute of Technology.
- [12] NP-ENV 1998-1-1 2000, Eurocódigo 8: Disposições para projecto de estruturas sismo-resistentes, Instituto Português da Qualidade.
- [13] Vieira, C.F.S., Lopes, M.L., Caldeira, L.M.M.S. (2006), Seismic response of a geosynthetic reinforced steep slope using FLAC, Fourth International FLAC Symposium. Madrid, 8p. (aceite para publicação).
- [14] Vieira, C.F.S., Lopes, M.L., Caldeira, L.M.M.S. (2004), Numerical analysis of geosynthetic-reinforced walls subjected to seismic loads, Proceedings of the International Conference on Cyclic Behaviour of Soils and Liquefaction Phenomena. Bochum, Germanym, Balkema, pp. 681-687.
- [15] Bathurst, R.J., Hatami, K. (1998), Influence of Reinforced Properties on Seismic Response and Design of Reinforced Soil Retaining Walls, 51st Canadian Geotechnical Conference, Alberta, pp. 479-786.
- [16] Sakaguchi, M., Muramatsu, M., Nagura, K. (1992), A discussion on reinforced embankment structures having high earthquake resistance, Proc. of International Symposium on Earth Reinforcement Practice, IS-Kyushu '92, Fukuoka, Japan, pp. 287-292.