

COMPORTAMENTO DE ESTRUTURAS REFORÇADAS COM GEOSSINTÉTICOS SOB ACÇÕES SÍSMICAS

SEISMIC BEHAVIOUR OF GEOSYNTHETIC REINFORCED STRUCTURES

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

Lopes, Maria Lurdes, *Universidade do Porto, Porto, Portugal, lcosta@fe.up.pt*

Caldeira, Laura Maria, *Laboratório Nacional de Eng. Civil, Portugal, laurac@lnec.pt*

RESUMO

Neste trabalho apresenta-se 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 também um estudo comparativo entre o comportamento de um aterro não reforçado e de um aterro reforçado com geogrelhas quando submetidos a uma acção sísmica correspondente à zona de maior sismicidade de Portugal continental (Zona A).

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 comparative study between an embankment and a geogrid-reinforced embankment subjected to a seismic action for the greater seismicity area of continental Portugal.

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 coeficientes 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 evidenciam 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 APÓS A OCORRÊNCIA DE SISMOS

Da inspecção efectuada sobre estruturas reforçadas com geogrelhas submetidas ao sismo de Northridge que ocorreu em Janeiro de 1994 nos Estados Unidos, [1] e [2] concluíram 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. Este autor é peremptório quando afirma “*None of the structures surveyed were seriously affected by the earthquake*” ([2]), referindo-se a estruturas reforçadas com geogrelhas.

Na Figura 1 apresenta-se um esquema de um dos muros inspeccionados por [1, 2] onde foram visíveis, próximo do limite da zona reforçada, fissuras à superfície do terreno e de forma intermitente (Quadro 1). Este muro 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.

A inspecção dos blocos de face e da interface blocos/geogrelhas revelou total ausência de movimentos relativos. Em contrapartida, muros de betão armado localizados a cerca de 100 m apresentaram fendas significativas exigindo grandes reparações ([1]).

De acordo com o relato de [3], 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 tipo cantilever, enquanto alguns muros reforçados com geogrelhas com painel de face contínuo tiveram um comportamento muito satisfatório durante o sismo (Quadro 1). De realçar ainda que um muro reforçado com geogrelhas localizado numa das áreas mais atingidas se deformou apenas ligeiramente (figuras 2 e 3).

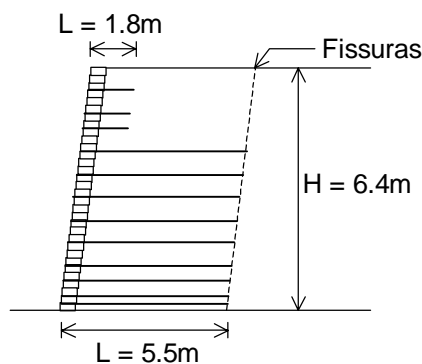


Figura 1 – Esquema de um dos muros inspeccionados por [1, 2].

O deslocamento máximo da estrutura ilustrada nas Figuras 2 e 3 verificou-se na secção transversal de maior altura, que corresponde à zona de ligação com a “*box culvert*” que cruza com a linha férrea (Figuras 3 e 4). Os deslocamentos laterais foram de 260 mm e 100 mm no topo e na base do muro, respectivamente ([4]).

Apesar destes deslocamentos laterais, o comportamento deste muro foi considerado satisfatório pelos engenheiros responsáveis pela linha férrea japonesa tendo em consideração que:

- a aceleração de pico na zona onde se localiza esta estrutura foi estimada como sendo superior a 0,7g. Este facto confirma-se pelo elevado grau de destruição nas casas essencialmente de madeira localizadas junto ao muro (ver Figura 2);

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 ¹ CA-USA, 1989	7,1	0,1-0,4	>1	Geogrelha	3-24	Não se verificaram danos
		0,1	1	Geogrelha	21	Deslocamento de 2% da altura no topo da estrutura
Northridge ² California -USA 17- Jan.-1994	6,7	0,5	1	Geogrelha em poliéster Blocos	6,4	Observação de fissuras no terraplino próximo do limite da zona reforçada
		0,3	1	Geogrelha em poliéster Blocos	5,8	Observação de fissuras no terraplino próximo do limite da zona reforçada
		± 0,1	8	Geogrelha Blocos	4,6 – 11,6	Não se verificaram danos
Kobe ³ 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) ^{4 5} 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

¹ De acordo com [5]

² Relato de [1] e [2]

³ Relato de [3]

⁴ De acordo com [6]

⁵ Relato de [7]



Figura 2 – Aspecto do muro reforçado com geogrelhas localizado em Tanata e estruturas adjacentes após a ocorrência do sismo de Kobe, 1995 ([4]).



Figura 3 – Deslocamentos sofridos pelo muro reforçado com geogrelhas localizado em Tanata após o sismo de Kobe, 1995 ([4]).

- do lado oposto da “*box culvert*” existia um muro de betão armado (Figuras 4 e 5) que foi construído “em concorrência” com o muro reforçado com geogrelhas. Este muro, apesar de ter como solo de fundação um solo com características semelhantes à do muro reforçado, é suportado por uma fiada de estacas (Figura 4). Além disso, existia à data do sismo um aterro temporário em frente à estrutura (ver Figuras 4 e 5), facto que pode ter contribuído positivamente para a estabilidade desta estrutura durante o sismo. Apesar destas diferenças, o muro de betão armado teve deslocamentos da mesma ordem de grandeza que o muro reforçado com geogrelhas, isto é, na zona de ligação à “*box culvert*” o deslocamento lateral foi de 215 mm no topo da estrutura e 100 mm ao nível da base;

- no Japão este tipo de muros reforçados com geossintéticos têm habitualmente maiores comprimentos de reforço nos níveis de reforço superiores. Porém no caso deste muro (muro Tanata) por restrições de espaço, todos os reforços têm aproximadamente o mesmo comprimento. [4] refere que esta disposição dos reforços pode ter reduzido a estabilidade em relação à acção sísmica desta estrutura. Certamente os deslocamentos seriam inferiores se os níveis de reforço superiores apresentassem maior comprimento.

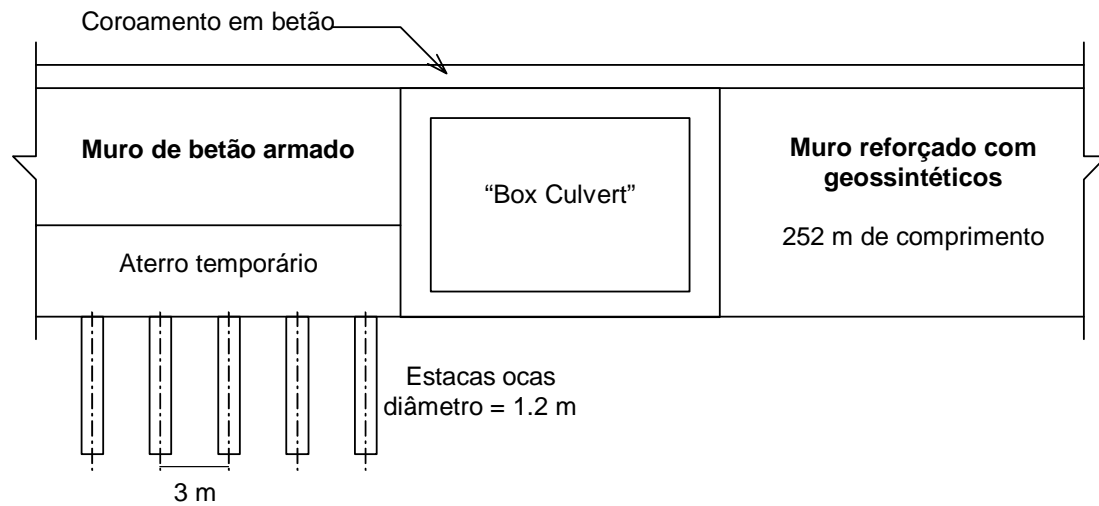


Figura 4 – Esquema da localização dos muros reforçado com geossintéticos e de betão armado na zona de Tanata, Japão (adaptado de [4]).



Figura 5 – Deslocamentos sofridos pelo muro de betão armado localizado no lado oposto da “box culvert” ([3])

Na Figura 6 ilustra-se a rotura ocorrida num muro com face em blocos durante o sismo de Chi-Chi que ocorreu em Taiwan em Setembro de 1999. Note-se que este sismo provocou também o colapso de diversas estruturas de suporte de betão armado. De acordo com [4] e [7], a rotura que ocorreu nesta estrutura resulta de se verificar um grande espaçamento vertical entre reforços (80 cm) e do muro ter sido dimensionado sem que a estabilidade dos blocos da face fosse correctamente considerada. Na Figura 7 é visível que o comprimento dos pinos de ligação entre os blocos é nitidamente insuficiente.



Figura 6 – Rotura ocorrida num muro com face modular durante o sismo de Chi-Chi em Taiwan, 1999 [4]



Figura 7 – Pormenor da deficiente ligação entre os blocos no muro apresentado na figura anterior ([4]).

3. ATERRO NÃO REFORÇADO *VERSUS* ATERRO REFORÇADO COM GEOGRELHAS

3.1 Generalidades

Com o objectivo de realçar o bom desempenho das estruturas reforçadas com geossintéticos sob acções sísmicas apresenta-se neste ponto a comparação entre duas soluções para a construção de um aterro com 6 m de altura, a ser executado com um material arenoso de 40° de ângulo de atrito e 22 kN/m^3 de peso volúmico, assente sobre uma fundação rígida.

Caso se opte por uma solução de aterro não reforçado, considerou-se que a inclinação dos taludes não deveria ultrapassar os 35° (Figura 8a). Em alternativa foi dimensionado um aterro reforçado com 10 níveis de reforço com igual espaçamento vertical e taludes inclinados a 60° (Figura 8b). Considerou-se à superfície do terreno, em ambos os casos, uma sobrecarga de 20 kPa.

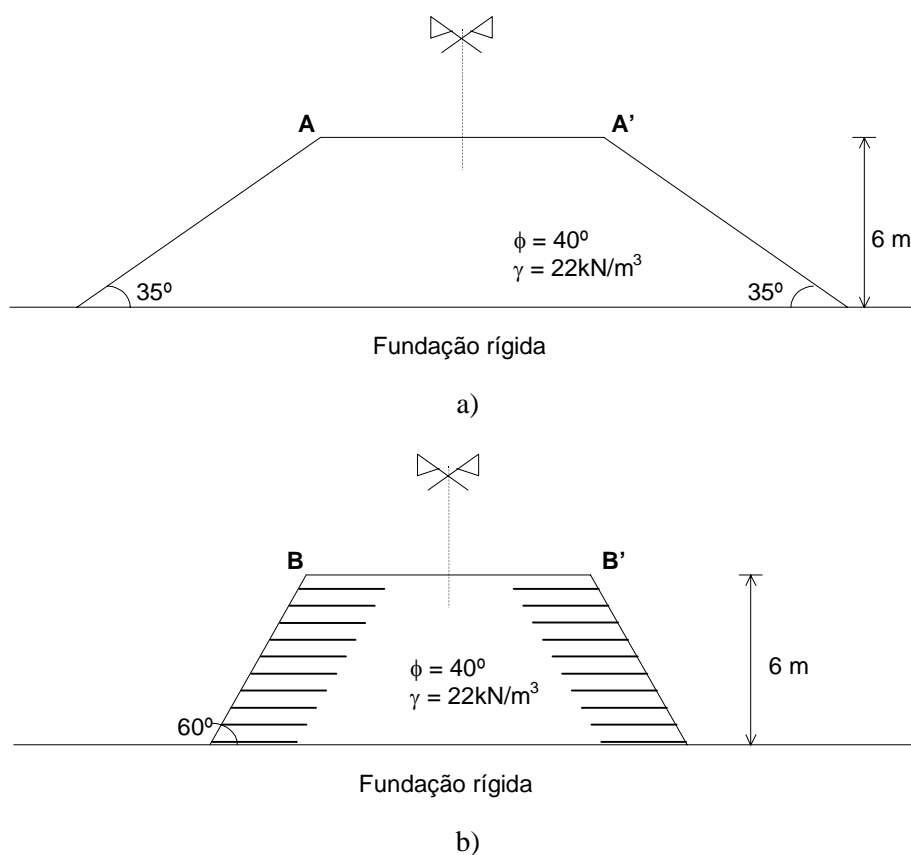


Figura 8 – Esquema dos aterros analisados: a) aterro; b) aterro reforçado com geogrelhas

3.2 Determinação dos factores 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 ([8], [9]).

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 [10]. O cálculo foi posteriormente comparado com o resultado obtido através dos métodos de fatias convencionais (Método de Bishop).

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. Na face do aterro reforçado, 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 20 kPa de coesão, mantendo-se as restantes características do solo (opção semelhante à apresentada por [9] e [11]).

Os reforços foram modelados através de elementos de cabo, 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 25° e uma rigidez de 5×10^4 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 dos aterros foi simulada através da colocação de camadas de solo de 0,60 m de espessura e no caso do aterro reforçado, da colocação 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 aterro reforçado com geogrelhas, resultou do pré-dimensionamento uma geogrelha comercial com 60kN/m de resistência nominal, 28,3 kN/m de resistência a longo prazo e 22,4 kN/m de resistência de cálculo, espaçamento vertical de 0,6 m e relação comprimento do reforço/altura do talude igual a 0,5. A rigidez dos reforços, J , foi considerada igual a 850 kN/m (correspondente a 2% de deformação).

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^{tent} , sendo em cada simulação a resistência ao corte do solo (coesão, c , e ângulo de atrito, ϕ), a resistência à tracção do reforço (se existir), T e a resistência na interface solo-reforço (ângulo de atrito na interface, δ) ajustadas através das equações:

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

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

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

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

O factor de segurança F_s , é o valor de F_s^{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 e considera-se que o equilíbrio foi atingido se o valor normalizado dessa força for inferior a 10^{-3} .

Na Figura 9 apresenta-se a evolução da força máxima não equilibrada e do deslocamento vertical da crista do talude (ponto A - Figura 8a) com o factor de segurança, F_s^{tent} , para o aterro não reforçado. É notório que para os valores de F_s^{tent} igual ou inferiores a 1,31, o deslocamento vertical do topo do talude toma valores muito reduzidos e o valor máximo da força não equilibrada é praticamente nulo. Aumentando F_s^{tent} para 1,32 ocorre o aumento brusco do deslocamento vertical e o valor máximo da força não equilibrada é superior a 0,33. Assim conclui-se que a técnica de redução da resistência dá um factor de segurança para este talude de 1,32.

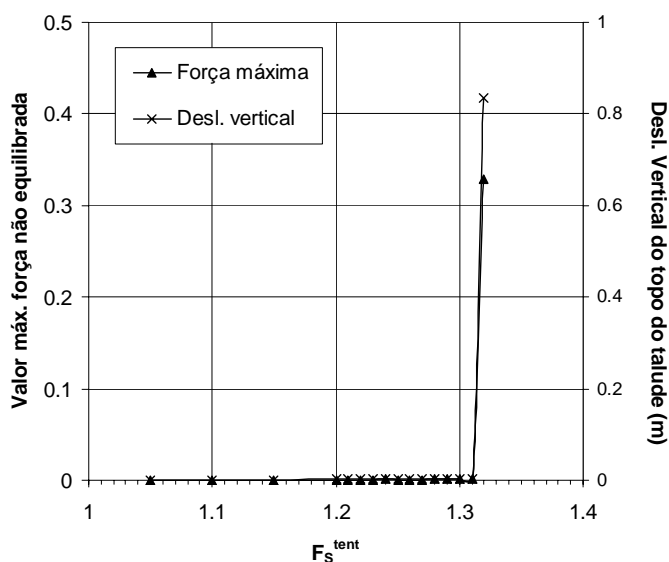
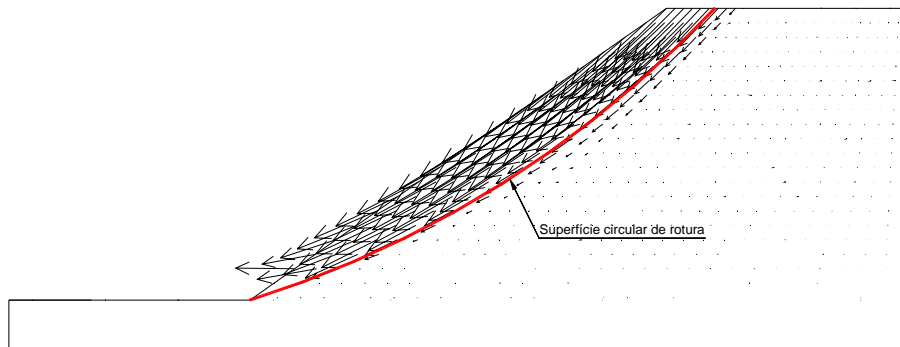


Figura 9 – Evolução do valor máximo da força não equilibrada e do deslocamento vertical do topo do talude (ponto A) com o factor de segurança para o aterro não reforçado.

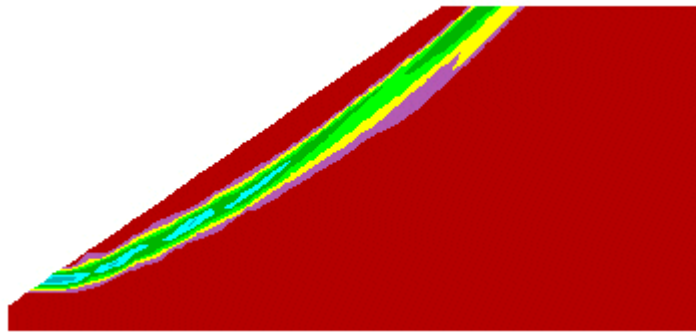
A Figura 10 ilustra a situação de rotura correspondente ao factor $F_s^{tent} = 1,32$ em termos de vectores deslocamento (Figura 10a) e de deformações de corte máximas (Figura 10b). Na Figura 10a apresenta-se ainda a traço contínuo a superfície circular de rotura obtida de acordo com o Método de Bishop. Utilizando este método das fatias, obtêm-se para factor de segurança o valor 1,327, praticamente coincidente com o valor obtido utilizando a técnica de redução das características de resistência do solo utilizada com o programa diferenças finitas FLAC.

Apresenta-se na Figura 11 a evolução da força máxima não equilibrada e do deslocamento vertical do topo do talude reforçado (ponto B - Figura 8b) com o factor de segurança, F_s^{tent} . Tal como se verificou para a situação de aterro não reforçado, com um pequeno incremento no valor do factor redutor das características de resistência do solo, do reforço e da interface solo-reforço, ocorre um acréscimo brusco quer no deslocamento vertical da crista do talude, quer no valor máximo das forças não equilibradas. Note-se que o valor exageradamente elevado do deslocamento vertical só é possível porque os cálculos foram efectuados no modo de pequenas deformações, isto é, as coordenadas dos nós não são actualizadas em função dos seus

deslocamentos. Caso se tivesse optado pela actualização das coordenadas dos nós, nesta situação não teria sido atingido o limite de iterações devido à deformação excessiva da malha de diferenças finitas.



a)



b)

Figura 10 - Situação de rotura correspondente ao factor $F_S^{tent} = 1,32$ para o aterro não reforçado: a) deslocamentos do talude e superfície potencial de rotura; b) deformações de corte máximas.

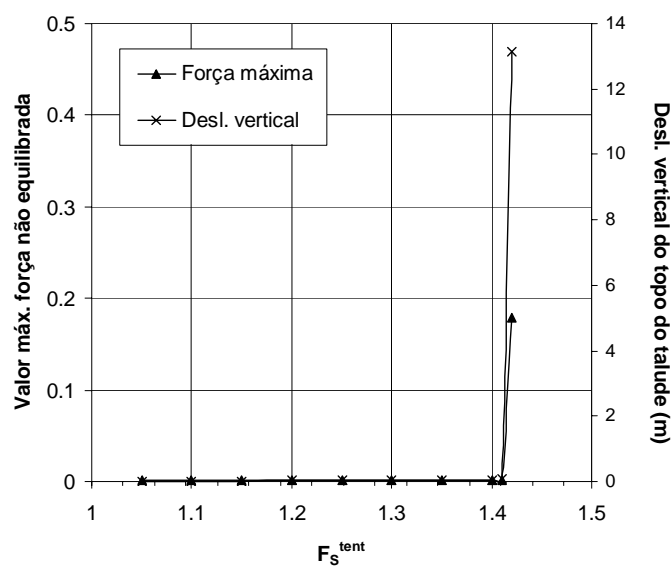


Figura 11 – Evolução do valor máximo da força não equilibrada e do deslocamento vertical do topo do talude (ponto B) com o factor de segurança para o aterro reforçado.

Conclui-se desta forma que o factor de segurança em relação à estabilidade global do aterro reforçado é de 1,42. Embora este valor possa parecer baixo tendo em consideração os valores mínimos habitualmente exigidos, note-se que o seu valor foi calculado admitindo como ponto de partida para a resistência à tracção dos elementos de reforço, o valor da resistência a longo prazo que já tem coeficientes de segurança incorporados.

Na Figura 12 estão ilustrados esquematicamente os deslocamentos do aterro reforçado correspondentes à situação de rotura. Devido à presença dos reforços que permite uma maior inclinação do talude, a superfície potencial de rotura é naturalmente mais profunda quando comparada com a situação de aterro não reforçado (Figura 10a).

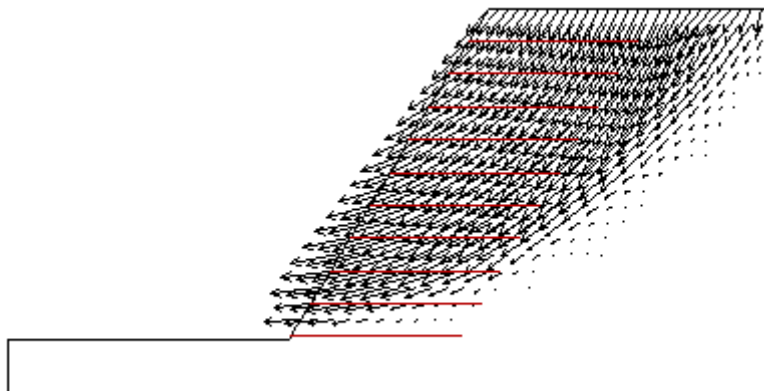


Figura 12 – Deslocamentos do talude reforçado com geogrelhas para a situação de $F_s^{tent} = 1,42$.

3.3 Comportamento sob acções sísmicas

3.3.1 Caracterização da acção sísmica

O programa de diferenças finitas FLAC permite que a sollicitação dinâmica seja introduzida no modelo através de uma lei de acelerações (acelerograma), de uma lei de velocidades, de uma lei de tensões ou de uma lei de forças. Consta-se que em determinadas circunstâncias é mais adequada a introdução de uma lei de velocidade em detrimento do acelerograma.

Apresenta-se na Figura 13 dois acelerogramas artificiais correspondente à Zona A de Portugal continental para a acção sísmica tipo 1 (Figura 13a) e para a acção sísmica tipo 2 (Figura 13b). A acção sísmica tipo 1 representa um sismo de magnitude moderada a pequena distância focal, enquanto a acção sísmica tipo 2 se refere a um sismo de maior magnitude a uma maior distância focal. De acordo com o Eurocódigo 8 [12], em particular o seu Documento Nacional de Aplicação (DNA), os valores da aceleração máxima nominal para a zona sísmica A são de $2,7 \text{ m/s}^2$ e $1,6 \text{ m/s}^2$, respectivamente para a acção sísmica tipo 1 e tipo 2. Em relação à duração da parte estacionária do acelerograma para as acções sísmicas tipo 1 e tipo 2, esta é de 10 s e 30 s, respectivamente.

Para se ter uma ideia do conteúdo de frequências dos acelerogramas apresentados na Figura 13, representa-se na Figura 14 os espectros de Fourier desses acelerogramas. Como se pode observar, o conteúdo de frequências do acelerograma relativo à acção sísmica tipo 1 (Figura 14a) - sismo de magnitude moderada a pequena distância focal - é muito mais alargado do que o conteúdo em termos de frequências do acelerograma relativo à acção sísmica tipo 2 (Figura 14b) - sismo de maior magnitude a uma maior distância focal.

A acção sísmica foi introduzida no modelo numérico através de uma lei de velocidades, tendo em consideração que se revelou necessário efectuar uma correcção da lei dos deslocamentos

correspondentes aos acelerogramas apresentados (“*baseline correction*”). Para esclarecimentos sobre este assunto consultar o manual do programa FLAC [10].

Admitiu-se o valor de 10 % para o amortecimento.

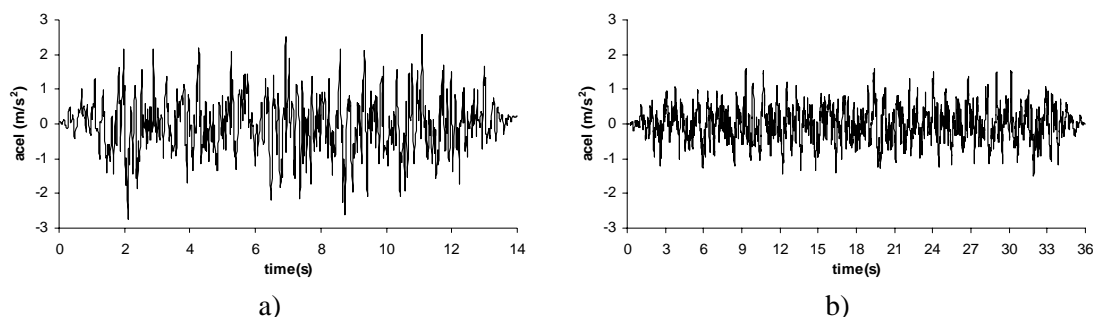


Figura 13 – Acelerogramas artificiais para a Zona A de Portugal continental: a) acção sísmica tipo 1; b) acção sísmica tipo 2.

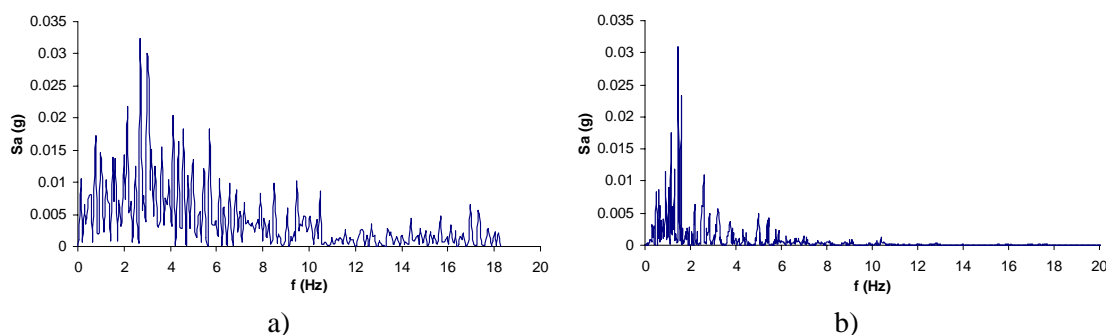


Figura 14 - Espectros de Fourier dos acelerogramas apresentados na Figura 13: a) acção sísmica tipo 1; b) acção sísmica tipo 2.

3.3.2 Comparação do comportamento do aterro e do aterro reforçado

Na Figura 15 ilustra-se a evolução do deslocamento horizontal dos pontos A, A', B e B' (ver Figura 8) para a solicitação sísmica representada na Figura 13a – acção sísmica tipo 1. Da análise desta figura constata-se o bom comportamento do aterro reforçado. O deslocamento permanente (no final da solicitação) dos pontos B e B' é de 4 cm e 5 cm, respectivamente. Note-se que o sentido do deslocamento imposto pela solicitação é essencialmente da esquerda para a direita (sentido positivo do deslocamento). No que se refere ao aterro não reforçado, os elevados deslocamentos permanentes após a ocorrência do sismo conduziram a uma eventual retirada de serviço da estrutura.

Ilustram-se na Figura 16 os deslocamentos permanentes do aterro não reforçado no final da solicitação sísmica (acção sísmica tipo 1). São visíveis as grandes deformações nos taludes do aterro. Em contraste com esta situação, a análise da Figura 17 permite constatar que o valor máximo da componente horizontal dos deslocamentos permanentes para esta solicitação é da ordem dos 7,5 cm (1,25% da altura da estrutura). Este valor máximo ocorre no talude do lado direito devido ao facto do sentido do deslocamento imposto pela solicitação ser essencialmente da esquerda para a direita (ver curva referente ao deslocamento da base na Figura 15).

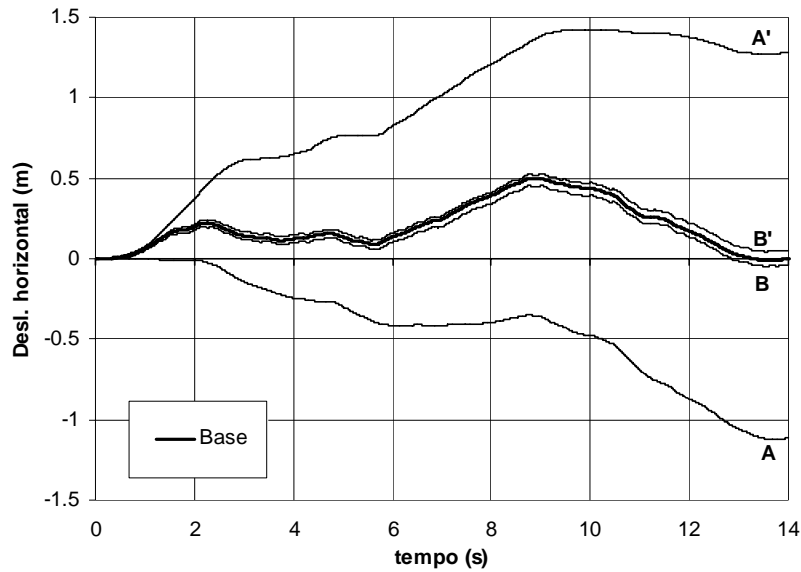


Figura 15 – Comparação dos deslocamentos horizontais entre pontos do aterro (A e A') e pontos do aterro reforçado (B e B').

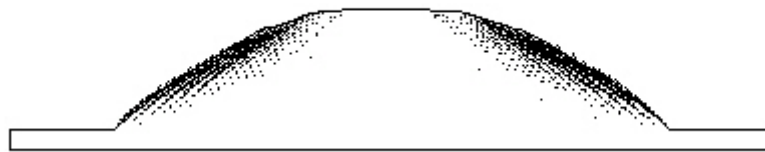


Figura 16 – Deslocamentos permanentes do aterro não reforçado (ação sísmica tipo1).



Figura 17 – Componente horizontal dos deslocamentos permanentes no aterro reforçado (ação sísmica tipo1).

3.3.3 Comportamento do aterro reforçado sob ação sísmica

O bom comportamento do aterro reforçado com geogrelhas comparativamente com um aterro não reforçado com taludes de muito menor inclinação foi já referido no ponto anterior. Neste ponto pretende-se comparar o desempenho desta estrutura quando solicitada por ações sísmicas do tipo 1 (sismo de magnitude moderada a pequena distância focal) e do tipo 2 (um sismo de maior magnitude a uma maior distância focal) referentes à Zona A de Portugal continental.

Na Figura 18 apresenta-se a evolução com o tempo dos deslocamentos horizontais dos pontos B e B' (Figura 8), bem como o deslocamento imposto pela solicitação sísmica na base da estrutura, para a ação sísmica tipo 1 (Figura 18a) e para a ação sísmica tipo 2 (Figura 18b).

Como seria de esperar, o deslocamento imposto pela solicitação sísmica na base da estrutura é muito distinto nas duas situações, no entanto o deslocamento permanente do ponto B é praticamente coincidente nos dois casos ($\pm 3,9\text{cm}$). Quanto ao ponto B' o deslocamento horizontal no final da solicitação é inferior no caso da acção sísmica tipo 2.

Tendo em conta a particularidade, já referida, da lei de deslocamentos correspondente ao acelerograma apresentado na Figura 13a, considerou-se adequado analisar os efeitos de outro acelerograma gerado artificialmente para a acção sísmica tipo 1. Na Figura 19 apresenta-se a evolução com o tempo dos deslocamentos horizontais dos pontos B e B' (Figura 19a) e a componente horizontal dos deslocamentos permanentes (Figura 19b) para esse acelerograma. Quando submetida a esta acção sísmica, verifica-se que a ordem de grandeza dos deslocamentos dos dois taludes da estrutura é semelhante.

Comparando as Figuras 17, 19b) e 20 dando especial atenção à ordem de grandeza das componentes horizontais dos deslocamentos permanentes, é possível concluir sobre o bom desempenho deste aterro reforçado quer no caso de um sismo de magnitude moderada a pequena distância focal (acção sísmica tipo 1), quer no caso de um sismo de maior magnitude a uma maior distância focal (acção sísmica tipo 2). Mesmo na situação mais gravosa analisada (Figura 17) e tendo em atenção o facto de se tratar da zona de maior sismicidade de Portugal continental, o valor máximo da componente horizontal do deslocamento permanente é da ordem dos 1,25 % da altura da estrutura.

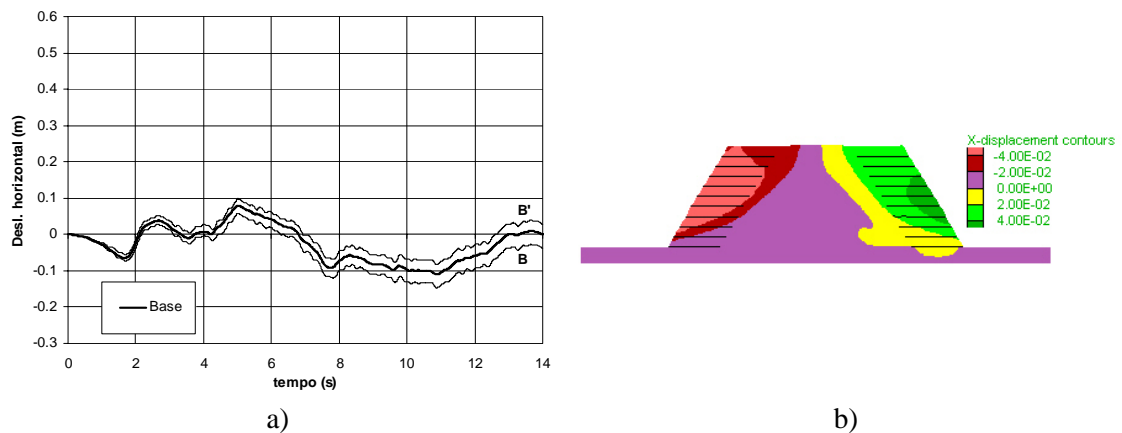
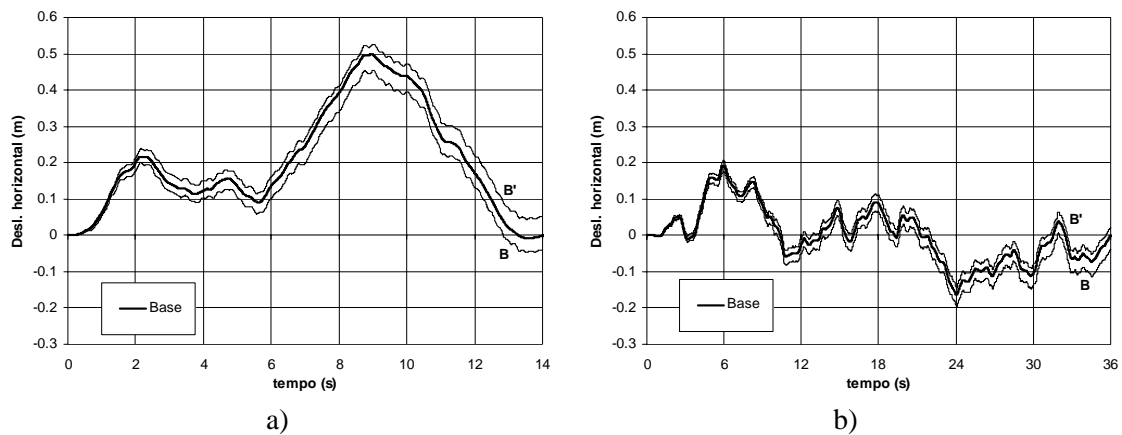


Figura 19 – Resultados referentes a um acelerograma distinto do apresentado na Figura 13a (acção sísmica tipo 1): a) evolução dos deslocamentos horizontais dos pontos B e B'; b) componente horizontal dos deslocamentos permanentes

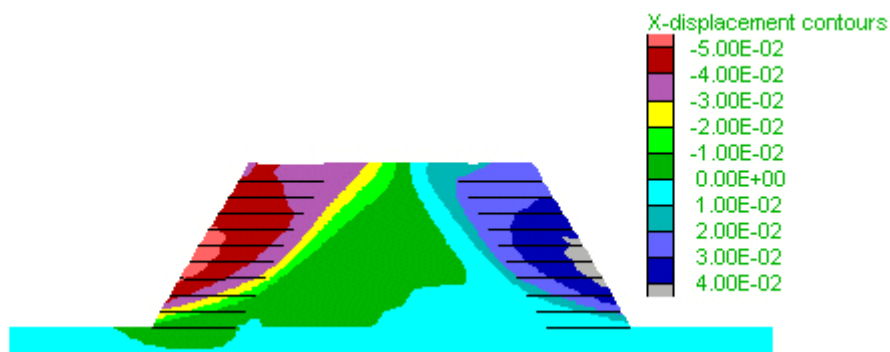


Figura 20 - Componente horizontal dos deslocamentos permanentes no aterro reforçado (acção sísmica tipo2).

Apesar de não se apresentarem os resultados referentes à componente vertical do deslocamento, deve referir-se que o seu valor máximo é da mesma ordem de grandeza das componentes horizontais e, como é lógico, ocorre junto ao terrapleno.

No sentido de avaliar o efeito que uma solicitação sísmica do tipo das representadas na Figura 13 tem sobre os esforços instalados nos elementos de reforço, apresenta-se na Figura 21 os esforços máximos residuais (permanentes) nos diferentes níveis de reforço dos dois taludes (esquerdo e direito) - Figura 21a - e as deformações ao longo do comprimento relativas ao 2º nível de reforço dos taludes esquerdo e direito - Figura 21b. Nesta figura apresenta-se ainda os esforços máximos no final da construção do aterro e as deformações referentes ao 2º nível de reforço.

A análise da Figura 21 permite constatar o aumento significativo nos níveis de tensão e de deformação instalados nos reforços após a solicitação sísmica. Note-se que as deformações residuais se mantêm inferiores a 2 % (valor da deformação considerado na determinação da rigidez do reforço a introduzir no modelo numérico – ver 3.2).

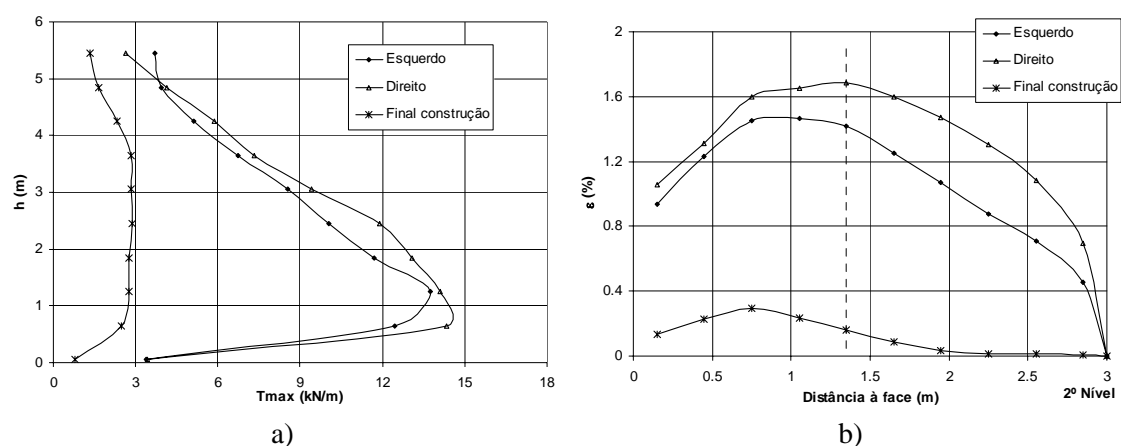


Figura 21 - Esforços e deformações nos elementos de reforço (acção sísmica tipo 1): a) valores residuais dos esforços máximos; b) deformações residuais do 2º nível

A Figura 22 ilustra a evolução com o tempo do esforço instalado num segmento do 2º nível de reforço localizado a 1,35 m da face (ver linha vertical a tracejado na Figura 21b), normalizado pelo esforço nesse segmento no final da construção do aterro. Esta figura realça uma vez mais, o acréscimo de esforço induzido pela solicitação sísmica. Note-se no entanto que, apesar do acréscimo significativo do esforço, este se mantém, em qualquer dos níveis, inferior ao valor de cálculo da resistência da geogrelha.

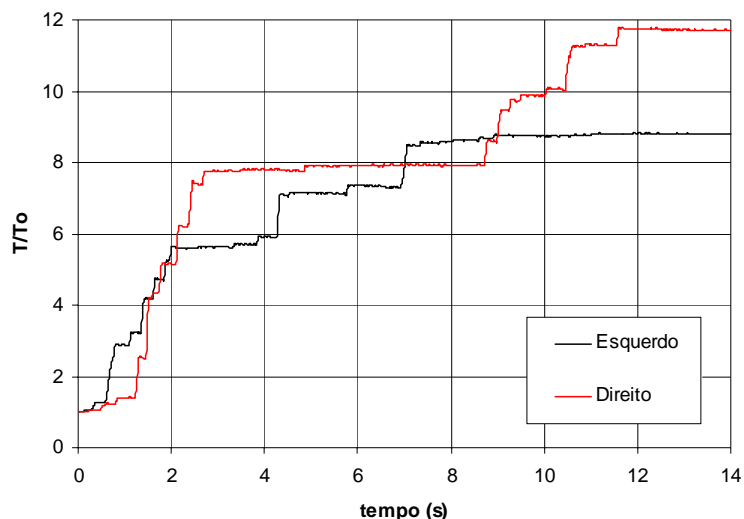


Figura 22 – Evolução com o tempo do esforço normalizado de um segmento do 2º nível de reforço (talude esquerdo e direito) – acção sísmica tipo 1.

4. CONCLUSÕES

Do comportamento observado em estruturas reforçadas com geogrelhas após a ocorrência de sismos que sucederam durante a década de 90, conclui-se que, na generalidade, estas estruturas revelaram um bom desempenho. No entanto, deve ser dada particular atenção às ligações entre blocos de face nos casos em que esta seja a solução adoptada.

A análise numérica comparativa entre um aterro (com taludes de menor inclinação) e um aterro reforçado com geogrelhas quando submetidos à mesma solicitação sísmica, realça o melhor comportamento da estrutura reforçada.

Tendo em atenção que se consideraram acções sísmicas relativas à zona de maior sismicidade de Portugal continental, é possível concluir sobre o bom desempenho deste aterro reforçado quer em termos de deformações permanentes, quer no que diz respeito aos níveis de tensão e deformação instalados nos reforços.

AGRADECIMENTOS

Agradece-se o apoio financeiro concedido pela Fundação para a Ciência e a Tecnologia (FCT) no âmbito do Projecto POCTI/ECM/42806/2001.

REFERÊNCIAS

- [1] Sandri, D. (1997), A Performance Summary of Reinforced Soil Structures in the Greater Los Angeles Area after the Northridge Earthquake, *Proc. of the GRI-10 Conference on "Field Performance of Geosynthetics and Geosynthetic Related Systems*. Philadelphia, USA, pp. 59-76.
- [2] Sandri, D., (1997), A Performance Summary of Reinforced Soil Structures in the Greater Los Angeles Area after the Northridge Earthquake, *Geotextiles and Geomembrane*,. **15**: pp. 235-253.

- [3] Tatsuoka, F., Koseki, J., Tateyama, M., Horii, K., (1995), Performance of soil retaining walls during the Great Hanshin-Awaji Earthquake, *Bulletin of Earthquake Resistant Structures Research Center, University of Tokyo*, (28): pp. 3-12.
- [4] 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.
- [5] 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. pp. 458-468.
- [6] 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. pp. 297-313.
- [7] 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.
- [8] Dawson, E.M., Roth, W.H., Drescher, A., (1999), Slope stability analysis by strength reduction, *Géotechnique*. **49**(6): pp. 835-840.
- [9] Han, J., Leshchinsky, D., Shao, Y. (2002), Influence of tensile stiffness of geosynthetic reinforcements on performance of reinforced slopes, *Proc. 7th International Conference on Geosynthetics*, Nice 2002, pp. 197-200.
- [10] Itasca, (2005), *FLAC - Fast Lagrangian Analysis of Continua*, in Version 5.00, Itasca Consulting Group, Inc., USA.
- [11] Vieira, C.F.S., Lopes, M.L., Caldeira, L.M.S. (2004), Modelação Numérica de Taludes Reforçados com Geossintéticos, *IX Congresso Nacional de Geotecnia*. Aveiro, pp. 249-258.
- [12] NP-ENV 1998-1-1 (2000), Eurocódigo 8: Disposições para projecto de estruturas sísmo-resistentes, Instituto Português da Qualidade.