



SOCIEDADE  
PORTUGUESA  
DE GEOTECNIA



10.º CNG  
UNL, 2006

UNIVERSIDADE  
**NOVA**

85

**10.º CONGRESSO NACIONAL DE GEOTECNIA**

**22 a 26 de Maio de 2006**

**GEOTECNIA MULTIDISCIPLINAR**

**Volume 2**  
**Estudos**



**Sociedade Portuguesa de Geotecnia**

**Patrocínio**

**Universidade Nova de Lisboa**

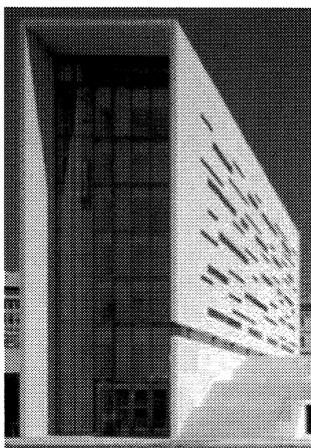


# 10º CONGRESSO NACIONAL DE GEOTECNIA

GEOTECNIA MULTIDISCIPLINAR

## VOLUME 2

Estudos



Editores:

António Correia Mineiro

António Gomes Correia

António José Roque

Luís Nolasco Lamas

Pedro Marques Bernardo

Marília Pereira

Laura Maria Caldeira

Lisboa, 22-26 de Maio de 2006

Este Congresso foi organizado pela Sociedade Portuguesa de Geotecnia, com o patrocínio da Universidade Nova de Lisboa e realizado em Lisboa, no *Campus* de Campolide da Universidade Nova de Lisboa.

A Comissão Organizadora do 10º Congresso Nacional de Geotecnia e a Sociedade Portuguesa de Geotecnia não se responsabilizam por erros ou emissões nas comunicações.

Editor:

Sociedade Portuguesa de Geotecnia

Av. do Brasil, 101, 1700-066 LISBOA, PORTUGAL

Tel.: (+351) 218443419; Fax: (+351) 218443021; e-mail: [spg@lnec.pt](mailto:spg@lnec.pt); <http://www.lnec.pt/spg>

ISBN 972-98781-4-5

© 2006 Sociedade Portuguesa de Geotecnia

Depósito Legal: 243094/06

Número de exemplares: 500

Impressão e acabamento:

Ponticor – Realizações Gráficas, Lda

Rua Andrade Corvo, 16, Lojas A/B, Buraca, 2720-039 AMADORA, PORTUGAL

Tel.: (+351) 214710231; (+351) 214716957; e-mail: [ponticor@mail.telepac.pt](mailto:ponticor@mail.telepac.pt)

## **COMISSÃO CIENTÍFICA**

- Presidente: António Correia Mineiro (UNL)
- António Gomes Coelho (LNEC)
- António Gomes Correia (UM, SPG)
- António Pinto da Cunha (LNEC)
- António Pires Carreto
- António Silva Cardoso (FEUP)
- Carlos Dinis da Gama (IST)
- Carlos Sousa Oliveira (IST)
- Emanuel Maranha das Neves (IST)
- José Alves Paula (OE)
- João Monteiro (Normetro)
- Joaquim Barreto (Metropolitano de Lisboa)
- José Delgado Rodrigues (LNEC)
- José Luís Machado do Vale (Tecnasol FGE, SPG)
- José Mateus de Brito (Cenorgeo, SPG)
- Luís Leal Lemos (FCTUC)
- Luís Ribeiro e Sousa (LNEC, FEUP)
- Manuel Matos Fernandes (FEUP)
- Pedro Sêco e Pinto (LNEC, FCTUC)
- Ricardo Oliveira (COBA, UNL)
- Rui M. Correia (LNEC)

## **COMISSÃO ORGANIZADORA**

- Presidente: António Correia Mineiro (UNL)
- Ana Quintela (FCTUNL)
- António Antão (FCTUNL)
- Carlos Manuel Nunes da Costa (FCTUNL)
- Claudino Cardoso (UA)
- Jorge Almeida e Sousa (FCTUC)
- José Alcino Rodrigues Carvalho (FCTUNL)
- Laura Caldeira (LNEC, FCTUNL)
- Paula Varatojo (FCTUNL)
- Teresa Santana (FCTUNL)

## COMISSÃO DE REVISÃO

- A. Correia Mineiro
- A. Gomes Coelho
- A. Gomes Correia
- Alcino Carvalho
- Almeida e Sousa
- Alves Paula
- Ana Quintela
- António Pinelo
- António José Roque
- Armando Antão
- Barreiros Martins
- Campos e Matos
- Carlos Baião
- Carlos Costa
- Celeste Jorge
- Claudino Cardoso
- Couto Marques
- Delgado Rodrigues
- Dinis da Gama
- Eduardo Fortunato
- Fernando Santana
- Francisco Martins
- Graça Lopes
- Jaime Santos
- João Bilé
- João Marcelino
- João Monteiro
- João Portugal
- Joaquim Barreto
- José Muralha
- Laura Caldeira
- Luís Lamas
- Luís Lemos
- Luís Sousa
- Lurdes Lopes
- Machado do Vale
- Maranhã das Neves
- Marília Oliveira
- Mateus de Brito
- Matos Fernandes
- Noemi Leitão
- Nuno Guerra
- Paula Varatojo
- Paulo da Venda
- Pedro Bernardo
- Pedro Melo
- Pinto da Cunha
- Pires Carreto
- Rui Correia
- Seco e Pinto
- Silva Cardoso
- Silva Gomes
- Sousa Coutinho
- Sousa Oliveira
- Tavares Flor
- Telmo Jeremias
- Teresa Santana
- Veiga Pinto
- Viana da Fonseca
- Vieira de Lemos

A técnica de amostragem linear aplicada a estudos de compartimentação de maciços rochosos no norte de Portugal <i>Ricardo J. Martins, Pedro N. Moreira, Carlos Santos Pereira, Eduardo P. Neto, Alzira Medeiros Pereira, José Teixeira, António Vieira &amp; Hélder I. Chaminé</i>	255
Secções 2D do índice de vazios e grau de saturação a partir de perfis de resistividade e de refração sísmica <i>Rogério Mota &amp; Fernando Monteiro dos Santos</i>	265
Instrumentação geotécnica em aterros e plataformas ferroviárias – Importância, necessidade e aplicações <i>Sara Gil, João Páscoa, A. Miguel Pereira &amp; Miguel Vila</i>	273
Mapeamento do subsolo utilizando técnicas de modelagem digital de terreno do <i>Campus</i> da Unicamp – Campinas – Brasil <i>Vanessa Tieme Ochi, Maria Teresa Françoso &amp; Paulo José Rocha de Albuquerque</i>	283

## VOLUME 2

### TEMA: ESTUDOS

Aplicação de implementação numérica do teorema cinemático à determinação de impulsos de terras <i>Alessandro Asciuto, Armando Antão, Nuno M. da Costa Guerra &amp; M<sup>a</sup>. da Graça D. A. Lopes</i>	297
Estudo da interacção mecânica entre redes metálicas pregadas e taludes rochosos <i>Ana Isabel Soares Cardoso &amp; José Eduardo Quintanilha de Menezes</i>	307
Triaxiais de precisão para determinação das características de deformabilidade <i>António Gomes Correia, Sandra M. Reis Ferreira &amp; Nuno Faria Araújo</i>	317
Influência da resistência à tracção nos impulsos de solos puramente coesivos <i>Armando Nunes Antão, Nuno M. da C. Guerra, António S. Cardoso &amp; Manuel Matos Fernandes</i>	327
O ensaio cilíndrico oco e suas potencialidades em geotecnia <i>C. Dinis da Gama, M. Reis e Sousa &amp; F. Barroso</i>	337
Métodos probabilísticos para a segurança de taludes em pedreiras <i>Carlos Dinis da Gama &amp; Simone Longo</i>	347
A erodibilidade dos terrenos e sua medição em escala laboratorial <i>Carlos Dinis da Gama, Manuel Reis e Sousa &amp; José Oliveira</i>	357
Análise das fissuras no revestimento em betão armado préfabricado de túneis de pequeno diâmetro <i>Carlos Dinis da Gama, Simone Longo &amp; Yu Xianbin</i>	367
Efeito da estrutura no comportamento mecânico dos solos de um saprólito granítico <i>Carlos Rodrigues &amp; Luís Lemos</i>	377
Modelação bidimensional de ancoragens em escavações suportadas por estruturas de contenção flexíveis <i>Cláudia Santos Josefino, Nuno M. da C. Guerra &amp; Manuel Matos Fernandes</i>	389
Modelação numérica do comportamento mecânico de vias férreas <i>Eduardo Fortunato, Ricardo Resende &amp; António Pinelo</i>	399
Simulação do comportamento tensão-deformação da argila porosa de Brasília através do modelo de Lade <i>Fernando Marques, Jorge Almeida e Sousa &amp; André Assis</i>	409
Análise por elementos finitos de uma escavação escorada <i>Francisco F. Martins &amp; Maria O. R. Teixeira</i>	419

Comportamento tensão-deslocamento de corte do solo microreforçado com fibras de polipropileno <i>I. M. C. F. G Falorca, M. I. M Pinto &amp; L. M. Ferreira Gomes</i>	429
Contribuição para a reutilização de material fresado em camadas estruturais de pavimento <i>J. Pedro Vieira Moreira, António Gomes Correia &amp; Paulo Pereira</i>	439
Aplicação das abordagens de cálculo do Eurocódigo 7 (EN1997-1) <i>João Candeias Portugal</i>	449
Análise da estabilidade de um talude de escavação sito nos terrenos do hotel Estoril-Sol, em Cascais <i>Jorge Roxo &amp; Helder Tareco</i>	459
Consideração da não-linearidade do comportamento dos solos na modelação numérica de pavimentos rodoviários <i>José M. C. Neves &amp; A. Gomes Correia</i>	473
Durabilidade de geotêxteis expostos a diversos factores climáticos <i>José Ricardo Carneiro, Paulo Joaquim Almeida &amp; Maria de Lurdes Lopes</i>	483
A importância da incorporação de aditivos químicos nos geotêxteis de polipropileno <i>José Ricardo Carneiro, Paulo Joaquim Almeida &amp; Maria de Lurdes Lopes</i>	493
Marcação CE em produtos de pedra natural. Dois exemplos de aplicação <i>José Velho, Mário Quinta Ferreira &amp; Bruno Castro</i>	503
Agregados aplicáveis em infraestruturas rodoviárias segundo a normalização europeia <i>Lina Matos, Filipe Telmo Jeremias &amp; Ana Cristina Freira</i>	513
Avaliação do desgaste de Los Angeles de agregados a partir de ensaios em rocha <i>M. Carmo Conde, M. G. Lopes &amp; C. Dinis da Gama</i>	523
Avaliação do melhoramento de solos residuais graníticos com cimento e activadores <i>M. Lurdes S. Cruz &amp; Said Jalali</i>	533
Efeito da DDI de geossintéticos no seu comportamento ao arranque – Ensaios laboratoriais <i>Margarida Pinho Lopes &amp; Maria de Lurdes Lopes</i>	543
Modelação numérica do comportamento hidráulico de fundações de barragens de betão <i>Maria Luísa Braga Farinha, José Vieira Lemos &amp; António Tavares Castro</i>	553
Influência da estrutura induzida pela compactação na deformabilidade dum saibro granítico <i>Nelly Vieira, António Viana da Fonseca &amp; António Gomes Correia</i>	563
Modelação numérica do comportamento de um aterro rodoviário com geometria assimétrica <i>Paulo José da Venda Oliveira &amp; Luís Joaquim Leal Lemos</i>	573

Escavações escoradas em solos argilosos moles: A importância dos efeitos decorrentes da consolidação	581
<i>Pedro Alves Costa, José Leitão Borges &amp; Manuel Matos Fernandes</i>	
Influência da granulometria nas características de deformabilidade de materiais de natureza granítica	591
<i>Sandra Reis Ferreira &amp; António Gomes Correia</i>	
Use of tensiometers for the measurement of soil suction	599
<i>Sérgio Lourenço, Domenico Gallipoli, David Toll &amp; Fred Evans</i>	
Análise de risco aplicada à execução de um túnel rodoviário em condições críticas	607
<i>Simone Longo, Pierpaolo Oreste, Carlos Dinis da Gama &amp; Sebastiano Pellizza</i>	
TEMA: FORMAÇÃO	
Novos equipamentos didáticos no ensino da mecânica dos solos	619
<i>Rafaela Cardoso, Rui Carrilho Gomes, Jaime A. Santos, Victor Sena Costa &amp; João Pedro Caetano</i>	
Modelos físicos simples de apoio ao ensino da geotecnia	627
<i>Teresa Santana &amp; Pedro Lamas</i>	
Utilização de ferramentas computacionais orientadas para o ensino no curso de engenharia geológica	635
<i>Teresa Santana, Pedro Lamas &amp; Zuzana Dimitrovová</i>	

# APLICAÇÃO DAS ABORDAGENS DE CÁLCULO DO EUROCÓDIGO 7 (EN1997-1)

## ON THE USE OF EUROCODE 7 (EN 1997-1) DESIGN APPROACHES

Portugal, João Candeias, *LNEC, Lisboa, Portugal, portugal@lnec.pt*

### RESUMO

A Norma Europeia EN 1997-1:2004 - Eurocódigo 7 introduz alterações significativas no dimensionamento geotécnico por meio de cálculos, quando comparada com a versão anterior ENV 1997-1:1994, cujo estatuto foi de Pré-Norma. São preconizadas três abordagens distintas quando se recorre a cálculos, fazendo variar os coeficientes parciais de majoração das acções, de minoração das propriedades e/ou das resistências dos terrenos. Quer os valores dos coeficientes parciais, quer as abordagens de cálculo a adoptar para determinado tipo de estrutura poderão ser estabelecidas nos Anexos Nacionais, a elaborar por cada Estado Membro. Os critérios de dimensionamento ficam portanto dependentes não só da valoração nacional dos coeficientes parciais, como também da abordagem adoptada. Na comunicação aplicam-se as três abordagens da Norma ao caso do dimensionamento de fundações superficiais e da estabilidade de taludes.

### ABSTRACT

The European Norm EN 1997-1:2004 - Eurocode 7, when compared to the former version of the standard (ENV 1997-1:1994) introduces significant changes on the approach to the geotechnical design by calculation. Calculations can be applied using one of three different design approaches, in which sets of different partial factors for actions or effects of actions, partial factors for soil parameters, and/or, partial factors for resistances, are used. Both the partial factors values and the particular design approach to be used for specific structures under analysis may be given in the National Annex, to be implemented at each State Member. Thus, geotechnical design criteria will not only depend on the national choice for the partial factors values, but on the adopted design approach. In the paper the three design approaches proposed by the Norm are applied to the design of spread foundations and to the stability of slopes.

## 1. INTRODUÇÃO

A EN 1997-1 preconiza que a verificação da segurança de estruturas geotécnicas, quando realizada à custa de cálculos, seja feita considerando os estados limites últimos relevantes, e, para todos eles, explicitamente verificada a condição:

$$Ed \leq Rd \quad (1)$$

em que,  $Ed$  - é o valor de cálculo do efeito das acções;  $Rd$  - é o valor de cálculo da resistência às acções.

As acções são quantificadas através dos seus valores representativos ( $F_{rep}$ ):

$$F_{rep} = \psi F_k \quad (2)$$

em que,  $F_k$  - é o valor característico da acção;  $\psi$  - é o respectivo coeficiente de combinação.

Os valores de cálculo das propriedades dos terrenos ( $X_d$ ) são, ou quantificados directamente, ou através de:

$$X_d = \frac{X_k}{\gamma_M} \quad (3)$$

em que,  $X_k$  - é o valor característico da propriedade;  $\gamma_M$  - é o coeficiente parcial da propriedade.

Para o cômputo dos valores de cálculo do efeito das acções ( $E_d$ ) podem ser aplicados coeficientes parciais, quer às acções propriamente ditas ( $\gamma_F$ ), quer aos respectivos efeitos ( $\gamma_E$ ), isto é:

$$E_d = E \left\{ \gamma_F \times F_{rep}; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right\} \quad (4.1)$$

ou,

$$E_d = \gamma_E \times E \left\{ F_{rep}; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right\} \quad (4.2)$$

em que,  $a_d$  - são valores de cálculo dos dados geométricos da estrutura.

Para o cômputo dos valores de cálculo da resistência às acções ( $R_d$ ) podem ser aplicados coeficientes parciais, ou às propriedades do terreno ( $\gamma_M$ ), ou à resistência propriamente dita ( $\gamma_R$ ), ou a ambos, isto é:

$$R_d = R \left\{ \gamma_F \times F_{rep}; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right\} \quad (5.1)$$

ou,

$$R_d = \frac{R \left\{ \gamma_F \times F_{rep}; X_k; a_d \right\}}{\gamma_R} \quad (5.2)$$

ou,

$$R_d = \frac{R \left\{ \gamma_F \times F_{rep}; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right\}}{\gamma_R} \quad (5.3)$$

As equações 4 e 5 a aplicar dependem da abordagem de cálculo a adoptar. Tendo por base as expressões 4 e 5.3 na EN 1997-1 estabelecem-se três abordagens de cálculo, associadas a outros tantos conjuntos de coeficientes parciais de segurança, a saber: conjunto A (para as acções e efeitos das acções); conjunto M (para as propriedades dos terrenos) e conjunto R (para as resistências dos terrenos).

A Abordagem 1 inclui duas combinações e pressupõe a aplicação de 4.1 e 5.3: Combinação 1 - A1 "+" M1 "+" R1; Combinação 2 - A2 "+" M2 "+" R1, em que, "+" - significa "combinado com". No caso de estacas carregadas axialmente e dimensionamento de ancoragens a Combinação 2 da Abordagem 1 é substituída por: Combinação 2 - A2 "+" M1 ou M2 "+" R4.

Na Abordagem 2 tem-se: Combinação - A1 "+" M1 "+" R2, aplicável em conjunto com 4.1 ou 4.2 e 5.3. No caso de problemas de estabilidade de taludes deverá ser utilizada a expressão 4.2.

Finalmente na Abordagem 3, aplicável em conjunto com 4.1 ou 4.2 e 5.3. é: i) para acções estruturais - Combinação - A1 "+" M2 "+" R3; ii) para acções geotécnicas - Combinação - A2

"+" M2 "+" R3. No caso de problemas de estabilidade de taludes todas as acções sobre os terrenos devem ser tratadas como geotécnicas (isto é, usando A2).

Nos Quadros 1 a 4 são apresentados os conjuntos de coeficientes parciais de segurança recomendados no Eurocódigo 7. Os valores a adoptar em cada Estado Membro serão estabelecidos nos respectivos Anexos Nacionais e podem diferir dos recomendados.

Quadro 1 - Conjunto A - Coeficientes parciais de majoração das acções ( $\gamma_F$ ) e seus efeitos ( $\gamma_E$ )

Acção		Símbolo	Conjunto A	
			A1	A2
Permanente	Desfavorável	$\gamma_G$	1,35	1,00
	Favorável		1,00	1,00
Variável	Desfavorável	$\gamma_Q$	1,50	1,30
	Favorável		0,00	0,00

Quadro 2 - Conjunto M - Coeficientes parciais de minoração das propriedades do terreno ( $\gamma_M$ )

Propriedade	Símbolo	Conjunto M	
		M1	M2
Ângulo de atrito <sup>1</sup>	$\gamma_{\phi'}$	1,00	1,25
Coesão efectiva	$\gamma_{c'}$	1,00	1,25
Coesão não drenada	$\gamma_{cu}$	1,00	1,40
Resistência à compressão simples	$\gamma_{qu}$	1,00	1,40
Peso volúmico	$\gamma_\gamma$	1,00	1,00

<sup>1</sup> - Este coeficiente é aplicável a  $\tan\phi'$

Enquanto os coeficientes A e M são gerais, os coeficientes R recomendados variam conforme o tipo de estrutura em causa. Nos Quadros 3 e 4, apresentam-se os respectivos valores apenas para os casos de fundações superficiais (Quadro 3) e taludes (Quadro 4).

Quadro 3 - Conjunto R - Coeficientes parciais de minoração da resistência dos terrenos para Fundações Superficiais ( $\gamma_R$ )

Resistência	Símbolo	Conjunto R (Fundações superficiais)		
		R1	R2	R3
Carga vertical	$\gamma_{R,v}$	1,0	1,4	1,0
Deslizamento	$\gamma_{R,h}$	1,0	1,1	1,0

Quadro 4 - Conjunto R - Coeficientes parciais de minoração da resistência dos terrenos para Taludes ( $\gamma_R$ )

Resistência	Símbolo	Conjunto R (Taludes)		
		R1	R2	R3
Terras	$\gamma_{R,e}$	1,0	1,1	1,0

## 2. FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS

### 2.1 Generalidades

A aplicação das abordagens de cálculo do Eurocódigo 7 é feita para o caso das fundações superficiais. Tendo em vista uma comparação dos resultados obtidos com os resultantes da aplicação do método do coeficiente de segurança global, tradicionalmente utilizado na prática corrente da Engenharia Nacional, escolheu-se a formulação de capacidade resistente preconizada no Anexo D da EN 1997-1:2004. Refere-se apenas a formulação em condições drenadas. Para perspectivar as diferenças entre as abordagens de cálculo agora propostas e as implícitas na versão ENV 1997-1:1994, é também apresentado o dimensionamento à luz dos Casos B e C preconizados na Pré-Norma (ENV 1997-1:1994).

Como se referiu, e por forma a que os resultados a obter pudessem ser directamente comparados, utilizou-se a formulação de capacidade resistente, indicada, a título exemplificativo, no Anexo D da EN 1997-1:2004.

Para a verificação da segurança ao deslizamento adoptou-se:

$$H_d \leq R_{hd} \quad (6)$$

com,  $H_d$  - a força horizontal de cálculo aplicada ao nível da base da sapata e,  $R_{hd}$  - a força horizontal resistente de cálculo do terreno de fundação.

Desprezando, como é prática no projecto de fundações correntes, a contribuição das terras à frente da sapata vem:

$$R_{hd} = \frac{V_d \tan \delta'_d}{\gamma_{R,h}} \quad (7)$$

em que,  $V_d$  - é a força vertical de cálculo aplicada ao nível da base da sapata e,  $\delta'_d$  - é o ângulo de atrito efectivo no contacto terreno/sapata.

De acordo com a EN 1997-1, para sapatas de betão armado betonadas in-situ contra o terreno de fundação, pode-se assumir  $\delta'_d$  igual ao valor de cálculo do ângulo de atrito em estado crítico do terreno. No caso vertente não dispondo de informação suficiente para definir aquele valor adoptou-se  $\delta'_d = \phi'_d$ . A Norma preconiza que se despreze o efeito da coesão efectiva na verificação da segurança ao deslizamento. Nas abordagens de cálculo em que se utiliza a expressão 4.2 deve tomar-se  $V_d = V_k$ .

## 2.2 Resistência ao carregamento do terreno de fundação

Para efeitos de aplicação da formulação de capacidade resistente considerou-se sempre a aplicação de coeficientes parciais sobre as acções, isto é, aplicou-se para todas as abordagens a expressão (4.1) na valoração do efeito das acções. As acções, quer variáveis, quer permanentes foram consideradas como tendo um efeito desfavorável. No método tradicional aplicou-se um factor de segurança global de 3 à capacidade resistente inferida, isto é:  $FS = R/V = 3$ . A segurança ao deslizamento foi equacionada assumindo um valor mínimo do respectivo factor de segurança igual a 1,5, isto é:  $FS = V \tan \delta / H = 1,5$ . Os Casos B e C da Pré-Norma ENV 1997-1:1994 foram equacionados com as seguintes combinações, correspondentes à Norma (EN 1997-1:2004):

Caso B - A1 "+" M1 "+" R1

Caso C - A2 "+" M2 "+" R1, com  $\gamma_c = 1,6$  em vez de 1,25.

Tomou-se como base de cálculo uma sapata de fundação de uma passagem superior actualmente construída e em funcionamento (Portugal, et al.; 2005). A sapata com dimensões:  $B = 3,80$  m;  $L = 10,15$  m e com 1,2 m de altura ( $h = 1,2$  m) serviu de fundação a dois pilares solidarizados na zona inferior por uma parede entre ambos (Fig. 1). No Quadro 5 apresentam-se os esforços na base dos pilares (2 fustes) que condicionam a verificação da segurança. Utilizaram-se os resultados obtidos através da análise de um modelo de cálculo da estrutura e as combinações de acções previstas no Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes (RSA), com coeficientes unitários de majoração para todas as acções variáveis.

Considerou-se a sapata fundada a 2 m de profundidade, num terreno com:  $\gamma = 20$  kN/m<sup>3</sup>;  $\phi'$  - variável entre 30° e 42° (38° valor estimado na fase de projecto);  $c' = 0$  ou 10 kPa. Os esforços característicos reduzidos ao nível da base da sapata foram estimados através de:

$$V = V_T + P_T + P_S \quad (8)$$

$$H_B = H_{TB} \quad (9)$$

$$H_L = H_{TL} \quad (10)$$

$$M_B = M_{TB} + h \times H_{TB} \quad (11)$$

$$M_L = M_{TL} + h \times H_{TL} \quad (12)$$

em que,  $P_T$  - é o peso de terras sobre a sapata;  $P_S$  - é o peso da sapata.

Quadro 5 - Esforços característicos no topo da sapata

Carga	$V_T$ (kN)	Flexão // B		Flexão // L	
		$H_{TB}$ (kN)	$M_{TB}$ (kNm)	$H_{TL}$ (kN)	$M_{TL}$ (kNm)
Permanente	3500	700	1750	500	1000
Variável	1500	300	750	2500	13000

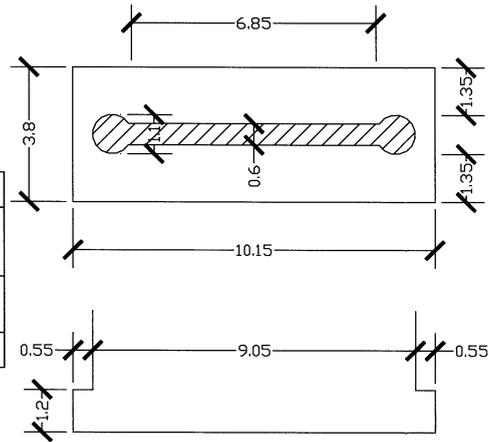


Fig 1 - Geometria de referência da sapata de cálculo

Tomou-se:

$$P_T = (2,0 - 1,2) \times (10,15 \times B - 6,0) \times 20 \text{ (kN)},$$

$$P_S = 10,15 \times B \times 1,20 \times 25 \text{ (kN)}.$$

Para comparar as diferentes metodologias de dimensionamento e aferir a influência que a tipologia de esforços aplicados à sapata introduz nos respectivos resultados, estudaram-se três situações de cálculo (referidas ao Quadro 5):

C1 - considerando apenas as acções verticais sobre a sapata multiplicadas por um factor de 5 -  $5V_T$  (sapata sujeita a carregamento centrado);

C2 - considerando as acções verticais e os esforços de flexão na direcção transversal (B) -  $V_T$  "+"  $H_{TB}$  "+"  $M_{TB}$  (sapata sujeita a carregamento excêntrico numa direcção);

C3 - considerando as acções verticais e os esforços de flexão nas direcções transversal (B) e longitudinal (L) -  $V_T$  "+"  $H_{TB}$  "+"  $M_{TB}$  "+"  $H_{TL}$  "+"  $M_{TL}$  (sapata sujeita a carregamento duplamente excêntrico – caso de projecto).

Para cada uma destas três situações calculou-se a largura mínima da sapata a adoptar, em função do ângulo de atrito do terreno, fazendo variar a metodologia de dimensionamento. Considerou-se  $c' = 0$  kPa ou  $c' = 10$  kPa. Os resultados obtidos estão representados nas Figs. 2 a 7. Em alguns casos, para os valores mais elevados do intervalo de variação do ângulo de atrito, obtiveram-se valores mínimos de B inferiores ao diâmetro dos pilares suportados (1,1 m). Não podendo ser adoptados por este condicionamento geométrico, esses resultados não estão representados nas figuras. No cálculo C3, para os valores de ângulo de atrito na faixa inferior do intervalo de variação, a verificação da segurança ao deslizamento foi condicionante em algumas abordagens. Assim, nas Figs. 6 e 7, estão indicados, quando aplicável, os valores de ângulo de atrito até aos quais (inclusivé) a verificação da segurança ao deslizamento foi condicionante no estabelecimento da largura mínima da sapata.

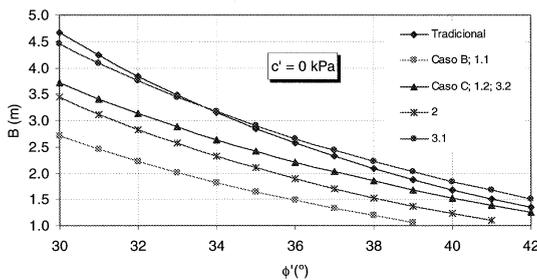


Fig 2 - Cálculo C1 ( $c' = 0$  kPa)

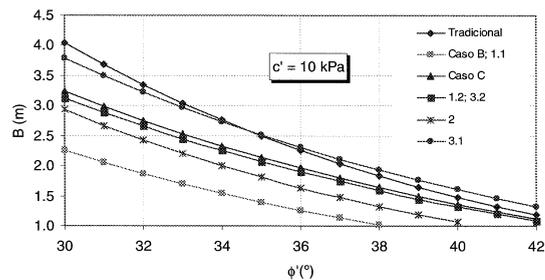


Fig 3 - Cálculo C1 ( $c' = 10$  kPa)

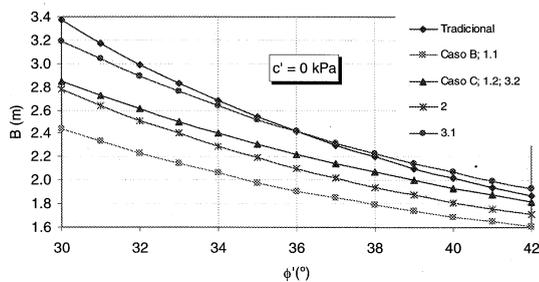


Fig 4 - Cálculo C2 ( $c' = 0$  kPa)

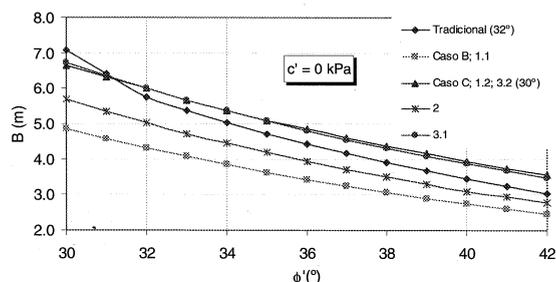


Fig 6 - Cálculo C3 ( $c' = 0$  kPa)

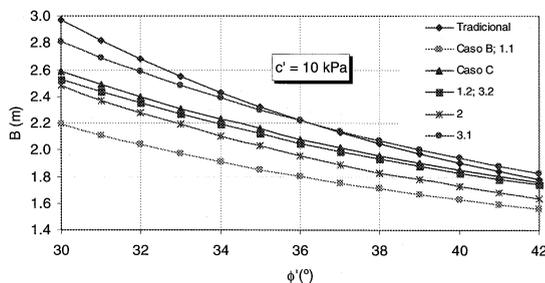


Fig 5 - Cálculo C2 ( $c' = 10$  kPa)

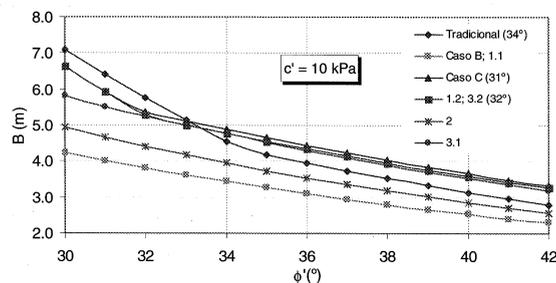


Fig 7 - Cálculo C3 ( $c' = 10$  kPa)

Nas Figs. 2 a 7 adoptou-se a seguinte simbologia: 1.1 - Abordagem 1, combinação 1; 1.2 - Abordagem 1, combinação 2; 2 - Abordagem 2; 3.1 - Abordagem 3, acções estruturais; 3.2 - Abordagem 3, acções geotécnicas. A combinação 1.1 (igual ao Caso B da Pré-Norma), embora não relevante para efeitos do dimensionamento pretendido, é apresentada como referência. As combinações 1.2 e 3.2 são coincidentes para fundações superficiais e iguais ao Caso C da Pré-Norma quando a coesão efectiva ( $c'$ ) é nula. Da análise aos resultados obtidos constata-se que, quando a sapata é submetida a carga vertical centrada (Cálculo C1 - Figs. 2 e 3), a aplicação do critério tradicional conduz a resultados bastante próximos dos calculados através de 3.1. Ressalta no entanto que, a verificação de segurança por 3.1, não assegura de per si a segurança a estados limites de utilização, implicitamente garantida na via tradicional. As combinações 1.2, 3.2 e 2 fornecem resultados mais favoráveis. Em qualquer caso a segurança ao deslizamento nunca é condicionante. Quando a sapata é submetida a esforços de flexão apenas na direcção transversal (Cálculo C2 - Figs. 4 e 5) as considerações anteriores mantêm-se válidas. No Cálculo C3, isto é, quando a sapata é submetida a carregamento duplamente excêntrico, a segurança ao deslizamento condiciona o dimensionamento, quer na abordagem tradicional, quer em 1.2, para os valores mais baixos do ângulo de atrito. Assim, para valores de  $\phi' \leq 33^\circ$  o cálculo tradicional é o mais conservativo, fornecendo resultados muito próximos de 1.2 (e 3.2). Para valores superiores de  $\phi'$  ( $\phi' > 33^\circ$ ) o dimensionamento é condicionado pela capacidade resistente vertical, fornecendo 1.2 e 3.1 resultados praticamente coincidentes e próximos dos obtidos através da abordagem tradicional. Ressalta no entanto, mais uma vez, o facto de, embora mais conservativos, os resultados decorrentes da aplicação da Norma não suportarem a segurança ao estado limite de utilização. A combinação 2 fornece resultados mais favoráveis.

### 3. ESTABILIDADE DE TALUDES

#### 3.1 Formulação de estabilidade global de taludes infinitos

Nesta secção é feita a aplicação das abordagens de cálculo do Eurocódigo 7 ao caso da estabilidade de taludes. Tendo em vista uma comparação dos resultados obtidos com os resultantes da aplicação do método do coeficiente global de segurança, tradicionalmente

utilizado na prática corrente da Engenharia Nacional, escolheu-se o caso dos taludes infinitos cuja formulação é bastante simples. Também agora refere-se apenas a formulação em condições drenadas. Para perspectivar as diferenças entre as abordagens de cálculo agora propostas e as implícitas na versão ENV 1997-1:1994, é também apresentado o dimensionamento à luz dos Casos B e C preconizados na Pré-Norma (ENV 1997-1:1994). Como se referiu, e por forma a que os resultados a obter pudessem ser directamente comparados, utilizou-se um método de equilíbrio limite para a formulação do problema da estabilidade de taludes. Considerou-se o caso de um talude infinito, aproximação válida para taludes homogêneos em que a espessura da camada de terreno potencialmente instável é constante e pequena quando comparada com o seu comprimento. Admite-se que o plano de instabilidade potencial é paralelo à superfície do terreno, situando-se à profundidade  $h$ , como se ilustra na Fig. 8. Considera-se a possibilidade de existir um regime de percolação permanente com superfície freática paralela ao talude, a uma altura  $h_w$  do plano de instabilidade (Fig. 8).

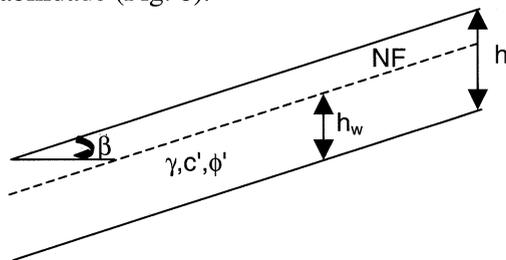


Fig 8 - Idealização de talude infinito

A tensão de corte ( $\tau_A$ ) aplicada na superfície de instabilidade potencial é dada por:

$$\tau_A = (sc + \gamma h) \operatorname{sen} \beta \cos \beta \quad (13)$$

em que:  $sc$  - é o valor da sobrecarga vertical uniformemente distribuída à superfície;  $\gamma$  - é o peso volúmico do terreno.

A resistência ao corte ( $\tau_R$ ) ao longo da superfície de instabilidade potencial é dada por:

$$\tau_R = c' + (sc + \gamma h - \gamma_w h_w) \cos^2 \beta \tan \phi' \quad (14)$$

em que:  $\gamma_w$  - é o peso volúmico da água.

Na abordagem tradicional a estabilidade do talude nas condições da Fig. 8 é garantida se:  $FS = \tau_R / \tau_A \geq 1,5$ . Na aplicação do Eurocódigo 7 terá que se verificar:

$$\tau_{Rd} \geq \tau_{Ad} \quad (15)$$

Para as acções gravíticas, e como neste tipo de problemas não é possível distinguir os efeitos desfavoráveis (tensões aplicadas) dos efeitos favoráveis (resistência do terreno) do peso volúmico do terreno, a Norma preconiza que as incertezas na valoração deste parâmetro sejam consideradas através do estabelecimento de limites superior e inferior do intervalo de variação do respectivo valor característico ( $\gamma_k$ ). Por outro lado, o Nível Freático deve ser tratado como dado geométrico da estrutura geotécnica em análise, não se lhe aplicando qualquer coeficiente parcial de segurança.

### 3.2 Aplicação ao caso de taludes infinitos

Para efeitos de aplicação da formulação de estabilidade consideraram-se as abordagens de cálculo descritas em 1. Recordar-se que no caso da abordagem 3, só é aplicável a combinação

3.2 (acções geotécnicas). Os Casos B e C da Pré-Norma ENV 1997-1:1994 foram equacionados com as seguintes combinações, correspondentes à Norma (EN 1997-1:2004):

Caso B - A1 "+" M1 "+" R1

Caso C - A2 "+" M2 "+" R1, com  $\gamma_c = 1,6$  em vez de 1,25.

Tomou-se como base de cálculo um talude natural nas seguintes condições (reportadas à Fig. 8):  $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$ ;  $\phi'$  - variável entre  $30^\circ$  e  $42^\circ$ ;  $c' = 0$  ou  $10 \text{ kPa}$ ;  $h = 4 \text{ m}$ ;  $h_w = 3 \text{ m}$ . Para aferir a influência da metodologia de dimensionamento estudaram-se quatro situações de projecto ( $sc = 0 \text{ kN/m}^2$ ): T1 - considerando  $h_w = 0 \text{ m}$ ;  $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$ ; T2 - considerando  $h_w = 0 \text{ m}$ ;  $\gamma = 17 \text{ kN/m}^3$ ; T3 - considerando  $h_w = 3 \text{ m}$ ;  $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$ ; T4 - considerando  $h_w = 3 \text{ m}$ ;  $\gamma = 17 \text{ kN/m}^3$ .

Para cada uma destas quatro situações calculou-se a inclinação máxima ( $\beta$ ) a adoptar em função do ângulo de atrito do terreno, fazendo variar a metodologia de dimensionamento. Considerou-se  $c' = 0 \text{ kPa}$  ou  $c' = 10 \text{ kPa}$ . Os resultados obtidos estão representados nas Figs. 9 a 15.

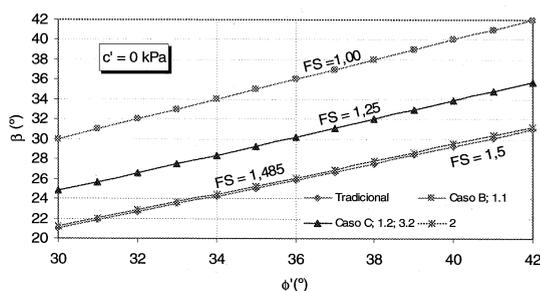


Fig 9 - Cálculo T1/T2  
( $c' = 0 \text{ kPa}$ ;  $\gamma = 20/17 \text{ kN/m}^3$ ,  $h_w = 0 \text{ m}$ )

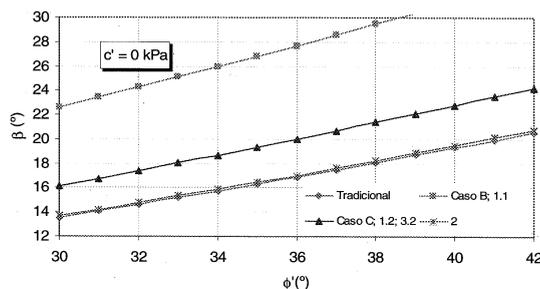


Fig 12 - Cálculo T3  
( $c' = 0 \text{ kPa}$ ;  $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$ ,  $h_w = 3 \text{ m}$ )

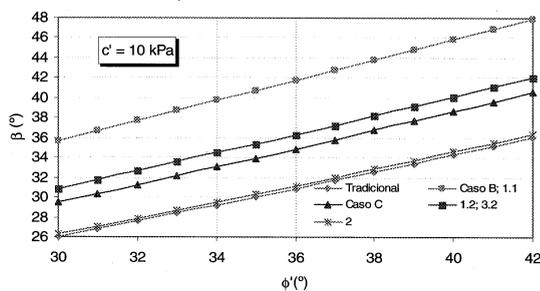


Fig 10 - Cálculo T1  
( $c' = 10 \text{ kPa}$ ;  $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$ ,  $h_w = 0 \text{ m}$ )

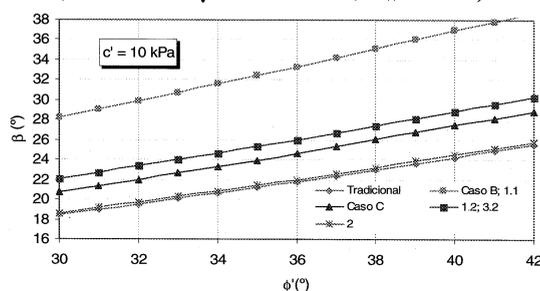


Fig 13 - Cálculo T3  
( $c' = 10 \text{ kPa}$ ;  $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$ ,  $h_w = 3 \text{ m}$ )

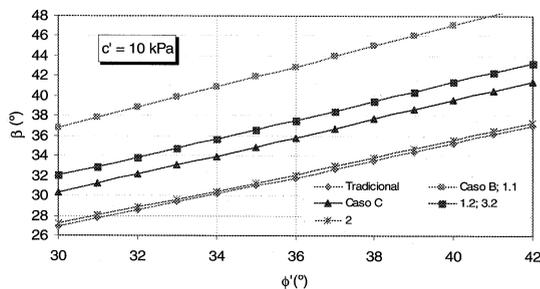


Fig 11 - Cálculo T2  
( $c' = 10 \text{ kPa}$ ;  $\gamma = 17 \text{ kN/m}^3$ ,  $h_w = 0 \text{ m}$ )

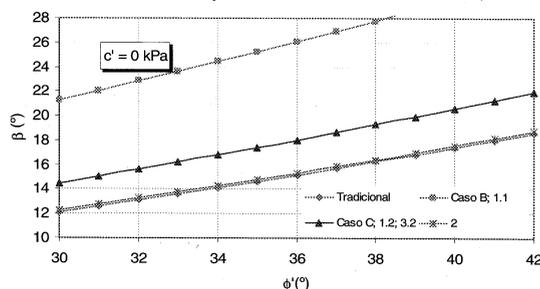


Fig 14 - Cálculo T4  
( $c' = 0 \text{ kPa}$ ;  $\gamma = 17 \text{ kN/m}^3$ ,  $h_w = 3 \text{ m}$ )

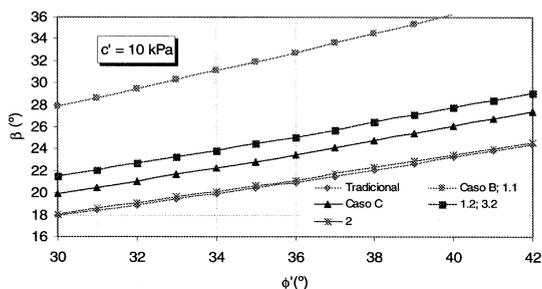


Fig 15 - Cálculo T4

( $c' = 10 \text{ kPa}$ ;  $\gamma = 17 \text{ kN/m}^3$ ,  $h_w = 3 \text{ m}$ )

Os resultados da Fig. 9 (cálculos T1 e T2 com  $c' = 0 \text{ kPa}$ ) permitem ilustrar que, para o caso de solos puramente atríticos e taludes sujeitos apenas à acção do peso próprio, a aplicação das abordagens de cálculo do Eurocódigo 7 conduz a:

- Um coeficiente de segurança global  $FS = 1$  para a Combinação 1 da abordagem 1 (1.1) porque se aplica o coeficiente parcial de 1,35 à acção do peso próprio (Conjunto A1 – Quadro 1,  $\gamma_G$ ), quer para o cômputo do efeito das acções (expressão 4.1), quer para o cálculo da resistência (expressão 5.3) e os restantes coeficientes parciais são todos unitários (Conjunto M1 – Quadro 2 e Conjunto R1 – Quadro 4) –  $FS = 1,35/1,35$ ;
- Um coeficiente de segurança global  $FS = 1,25$  para a Combinação 2 da abordagem 1 (1.2) porque se aplicam coeficientes parciais unitários à resistência (Conjunto R1 – Quadro 4) e à acção do peso próprio (Conjunto A2 – Quadro 1,  $\gamma_G$ ), quer para o cômputo do efeito das acções (expressão 4.1), quer para o cálculo da resistência (expressão 5.3) e o coeficiente parcial  $\gamma_{\phi}$  toma o valor 1,25 (Conjunto M2 – Quadro 2);
- Um coeficiente de segurança global  $FS = 1,25$  para a Combinação 2 da abordagem 3 (3.2) pois sendo o Conjunto R1 igual ao Conjunto R3 (Quadro 4) 3.2 é igual a 1.2 para os problemas de estabilidade de taludes;
- Um coeficiente de segurança global  $FS = 1,485$  para a abordagem 2 (2) porque se aplica o coeficiente parcial de 1,35 ao efeito do peso próprio (Conjunto A1 – Quadro 1,  $\gamma_G$ ) para o cômputo do efeito das acções (expressão 4.2), o coeficiente parcial  $\gamma_{\phi}$  toma o valor 1,00 (Conjunto M1 – Quadro 2) e o coeficiente parcial da resistência (expressão 5.3) é 1,10 (Conjunto R2 – Quadro 4) –  $FS = 1,35 \times 1,1$ .

Da análise global aos resultados obtidos constata-se que a abordagem mais conservativa é a tradicional e em todos os casos se segue: Abordagem 2, Caso C, Abordagem 1.2 e 3.2 e, Caso B e Abordagem 1.1. Por outro lado, para o intervalo de variação testado o efeito de  $\gamma$  é marginal, verificando-se que um acréscimo de  $\gamma$ : i) é marginalmente favorável à estabilidade quando existe percolação paralela à superfície do talude; ii) é marginalmente desfavorável para o talude seco com  $c' \neq 0$  e; iii) indiferente quando o talude está seco e a coesão efectiva é nula. A Abordagem da Norma mais próxima da abordagem tradicional é sempre a 2 (seguida de 1.2 e 3.2, pois 1.2 e 3.2 coincidem no caso de taludes). A Abordagem 2, embora ligeiramente menos conservativa como seria expectável, não assegura a segurança a estado limite de utilização, como implicitamente se assume na via tradicional. A este propósito o Eurocódigo 7, considerando que os métodos analíticos e numéricos actualmente disponíveis, não fornecem usualmente previsões fiáveis dos movimentos de taludes naturais, recomenda que a ocorrência de estados limites de utilização seja evitada através, ou da limitação do valor da resistência ao corte mobilizada, ou através da monitorização dos movimentos, acompanhada de especificações relativamente às acções a empreender para os reduzir ou anular, caso se revele necessário. Ora a aplicação do critério tradicional de dimensionamento corresponde a limitar a resistência mobilizada a 66,7% da resistência disponível, traduzindo explicitamente a forma indirecta preconizada na Norma para prevenir a ocorrência de estados limites de utilização. Atente-se que

a Abordagem 2 aplicada em condições drenadas a terrenos puramente atríticos equivale a limitar a tensão mobilizada a 67,3% da tensão resistente disponível.

#### 4. CONCLUSÕES

Do estudo paramétrico efectuado sobre uma fundação superficial de secção rectangular, submetida a uma tipologia de esforços corrente para estruturas de betão armado, afigura poder-se concluir que a Abordagem de cálculo 3 para acções estruturais desfavoráveis é bastante próxima da prática de dimensionamento tradicional em Portugal. Esta conclusão restringe-se à verificação da segurança a estados limite últimos, que, de acordo com a Norma, não constitui só por si, garantia de segurança a estados limites de utilização. Esta conclusão é válida no pressuposto que todas as acções verticais sobre a fundação são assumidas com tendo um efeito desfavorável. Se se admitir que as acções verticais permanentes sobre uma sapata com carregamento excêntrico são favoráveis, a aplicação do Eurocódigo 7 conduz a resultados diferentes (Frank et al.; 2004).

Relativamente ao estudo de sensibilidade efectuado sobre a estabilidade de taludes infinitos, afigura poder-se concluir que, para este tipo de problemas, a Abordagem de cálculo 2 é a que conduz a resultados mais próximos da prática tradicional corrente, embora ligeiramente menos conservativos, tal como seria de esperar, pelo facto de só por si não garantir a segurança a estados limites de utilização. A aplicação do critério tradicional de dimensionamento corresponde a limitar a resistência mobilizada a cerca de 67% da resistência disponível, traduzindo explicitamente uma das formas indirectas preconizada no Eurocódigo 7 para prevenir a ocorrência de estados limites de utilização. Assim, e para o caso da avaliação de estabilidade de taludes, o método tradicional do factor global de segurança, constitui: por um lado, uma garantia pelo respeito das condições de segurança a estado limite último previstas no Eurocódigo 7 e, por outro, a tradução explícita de uma das formas previstas naquela Norma para evitar a ocorrência de estados limites de utilização.

Na aplicação do Eurocódigo 7 ao caso de taludes (finitos ou infinitos), se existirem cargas permanentes, para além das correspondentes ao peso próprio das terras e/ou cargas variáveis, elas terão que ser majoradas atendendo ao Conjunto A, por  $\gamma_G$  e  $\gamma_Q$  respectivamente, pelo que as conclusões anteriores podem não ser válidas. Acresce que, no caso das Abordagens de cálculo 2 e 3, se se optar pela majoração do efeito das acções (4.2) os programas comerciais correntes de avaliação de estabilidade de taludes, que utilizam o método das fatias, não permitem, nas versões actuais, verificar a segurança de uma forma expedita. Por um lado, não pode ser feito um julgamento prévio sobre se o efeito destas acções é ou não desfavorável, o que só pode ser averiguado caso a caso, em função da localização do ponto de aplicação da resultante dessas acções, face à geometria da potencial superfície de deslizamento. Por outro lado, a estabilidade é normalmente avaliada directamente através da relação  $R_d/E_d$  (FS), podendo aplicar a  $R_d$  os coeficientes parciais  $M$ , mas não os  $R$ , relevantes no caso da Abordagem 2.

#### REFERÊNCIAS

- CEN/TC250 (2004) – EN 1997-1:2004. Eurocode 7 Geotechnical design – Part 1: General rules.  
CEN/TC250 (1994) – ENV 1997-1:1994. Eurocode 7 Geotechnical design – Part 1: General rules.  
Frank, R.; Bauduin, C.; Driscoll, R.; Kavvas, M.; Krebs Ovesen, N.; Orr, T.; Schuppener, B. (2004) - Designers' Guide to EN 1997-1. Eurocode 7: Geotechnical Design - General Rules, Thomas Telford Limited (H. Gulvanessian Editor).  
Portugal, J. C.; Lopes, M. G.; Pinto, A. L. (2005) - "Construção de Empreendimentos na Prática. Capítulo 5 - Fundações" - Verlag Dashöfer



