

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 valorização 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; ψ - 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; γ_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 (γ_F), quer aos respectivos efeitos (γ_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 (γ_M), ou à resistência propriamente dita (γ_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 (γ_F) e seus efeitos (γ_E)

Acção		Símbolo	Conjunto A	
			A1	A2
Permanente	Desfavorável	γ_G	1,35	1,00
	Favorável		1,00	1,00
Variável	Desfavorável	γ_Q	1,50	1,30
	Favorável		0,00	0,00

Quadro 2 - Conjunto M - Coeficientes parciais de minoração das propriedades do terreno (γ_M)

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

¹ - 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 (γ_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 (γ_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:

$$H_d \leq R_{hd}$$

(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, δ'_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 δ'_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/m³; ϕ' - 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

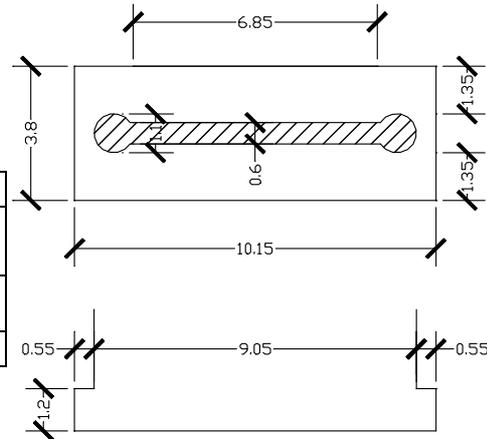


Fig 1 - Geometria de referência da sapata de cálculo

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 (inclusive) a verificação da segurança ao deslizamento foi condicionante no estabelecimento da largura mínima da sapata.

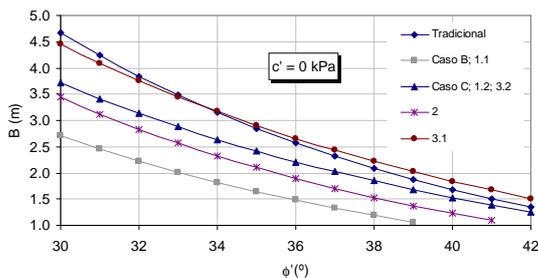


Fig 2 - Cálculo C1 ($c' = 0$ kPa)

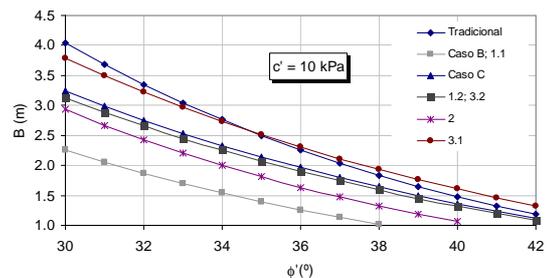


Fig 3 - Cálculo C1 ($c' = 10$ kPa)

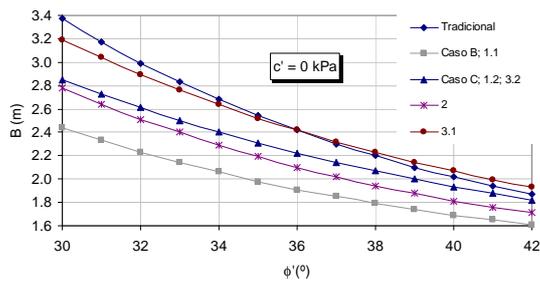


Fig 4 - Cálculo C2 ($c' = 0$ kPa)

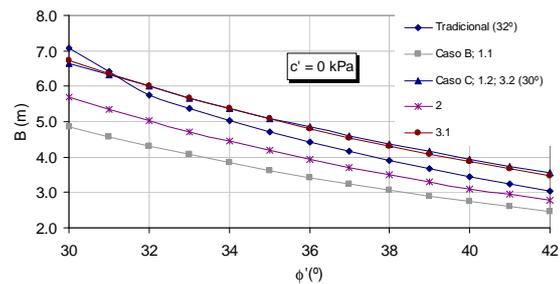


Fig 6 - Cálculo C3 ($c' = 0$ kPa)

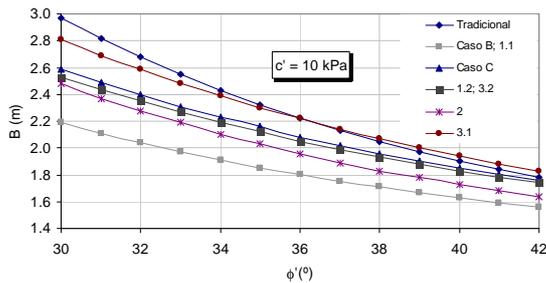


Fig 5 - Cálculo C2 ($c' = 10$ kPa)

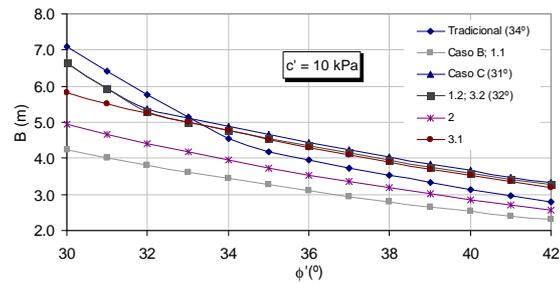


Fig 7 - Cálculo C3 ($c' = 10$ kPa)

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, ações estruturais; 3.2 - Abordagem 3, ações 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 ϕ' ($\phi' > 33^\circ$) 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 homogéneos 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).

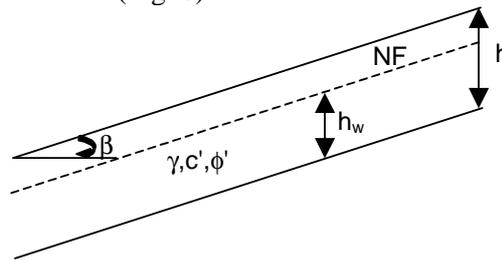


Fig 8 - Idealização de talude infinito

A tensão de corte (τ_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; γ - é o peso volúmico do terreno.

A resistência ao corte (τ_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: γ_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 (γ_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): $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$; ϕ' - variável entre 30° e 42° ; $c' = 0$ ou 10 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 (β) 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.

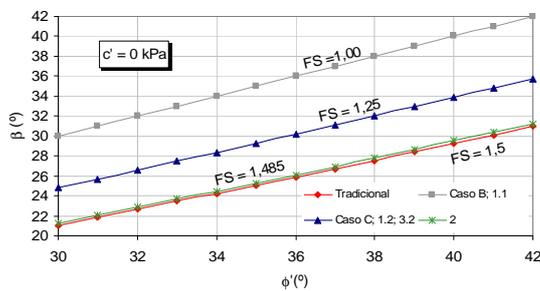


Fig 9 - Cálculo T1/T2

($c' = 0 \text{ kPa}$; $\gamma = 20/17 \text{ kN/m}^3$, $h_w = 0 \text{ m}$)

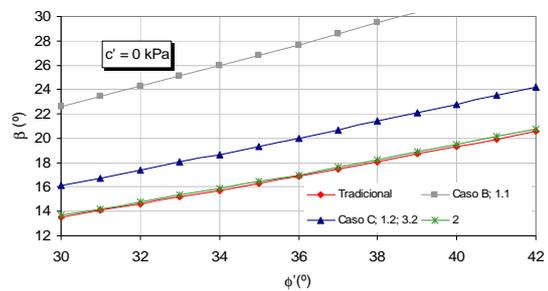


Fig 12 - Cálculo T3

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

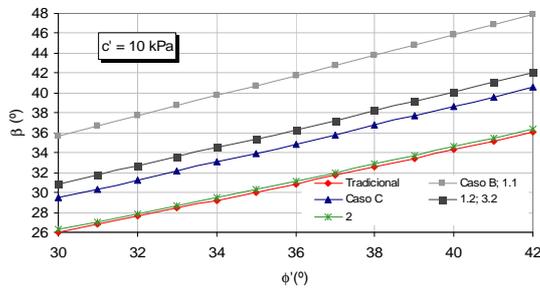


Fig 10 - Cálculo T1

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

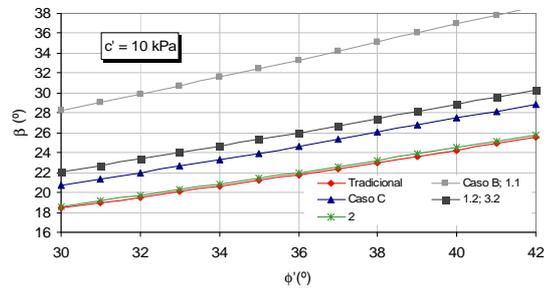


Fig 13 - Cálculo T3

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

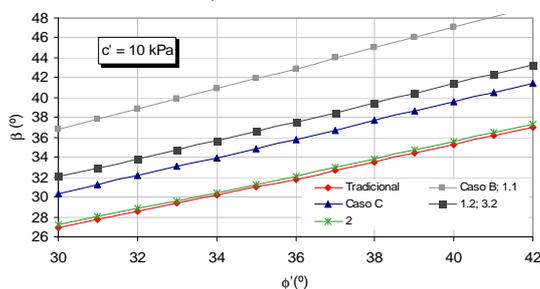


Fig 11 - Cálculo T2

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

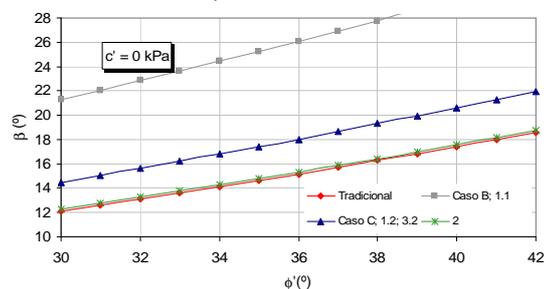


Fig 14 - Cálculo T4

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

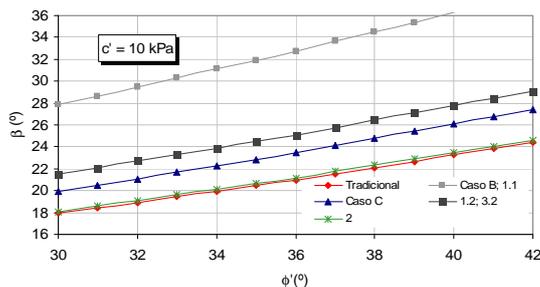


Fig 15 - Cálculo T4

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

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, γ_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, γ_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 γ_ϕ 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, γ_G) para o cômputo do efeito das acções (expressão 4.2), o coeficiente parcial γ_ϕ 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 γ é marginal, verificando-se que um acréscimo de γ : 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 γ_G e γ_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.; Kavvadas, 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