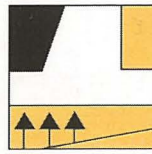




SOCIEDADE PORTUGUESA
DE GEOTECNIA



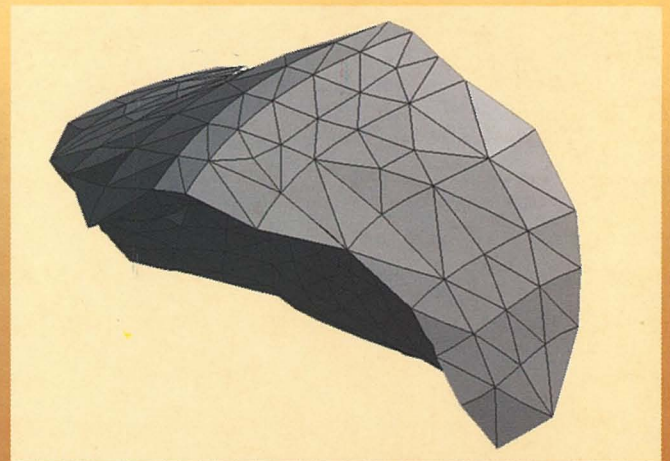
SOCIEDAD ESPAÑOLA
DE MECÁNICA DEL SUELO
E INGENIERÍA GEOTÉCNICA



LABORATÓRIO NACIONAL
DE ENGENHARIA CIVIL

2.^{as} Jornadas Luso-Espanholas de Geotecnia **2.^{as} Jornadas Hispano-Lusas de Geotecnia**

Modelação e Segurança em Geotecnia
Modelación y Seguridad en Geotecnia



Centro de Congressos do LNEC, Lisboa

29 e 30 de Setembro de 2005
29 y 30 de Septiembre de 2005

ACTAS

Geotecnia

ACTAS DAS 2.^{as} JORNADAS LUSO-ESPAÑHOLAS DE GEOTECNIA
MEMORIAS DE LAS 2.^{as} JORNADAS HISPANO-LUSAS DE GEOTECNIA
Lisboa, 29 e 30 de Setembro de 2005

Modelação e Segurança em Geotecnia Modelación y Seguridad en Geotecnia

Coordenação

ANTÓNIO GOMES CORREIA
Centro de Engenharia Civil da Universidade do Minho (CEC/UM), Portugal

ANTÓNIO JOSÉ ROQUE
Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC), Portugal

LUÍS NOLASCO LAMAS
Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC), Portugal

FERNANDO PARDO DE SANTAYANA
Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC), Portugal

JOAQUIM BARRETO
Metropolitano de Lisboa, Portugal



Estas Jornadas foram organizadas no Laboratório Nacional de Engenharia Civil sob os auspícios de:
Sociedade Portuguesa de Geotecnia
Sociedad Española de Mecánica del Suelo e Ingeniería Geotécnica
Laboratório Nacional de Engenharia Civil

A Comissão Organizadora das 2.^{as} Jornadas Luso-Espanholas de Geotecnia e a Sociedade Portuguesa de Geotecnia não se responsabilizam por erros ou omissões nas comunicações.

Editor:

Sociedade Portuguesa de Geotecnia
Avenida do Brasil, 101, 1700-066 LISBOA, PORTUGAL
Tel. (+351) 218443419; Fax: (+351)218443021; e-mail: spg@lnec.pt; <http://www.lnec.pt/spg>

ISBN 972-98781-3-7

© 2005 Sociedade Portuguesa de Geotecnia

Depósito Legal: 232814/05

Número de exemplares: 250

Impressão e acabamento:

Pedro Ferreira-Artes Gráficas

Rua Jorge Castilho, 14

2635-378 RIO DE MOURO

Tel. (+351) 219161708

Fax: (+351)219176357

e-mail: pedro-ferreira@mail.telepac.pt

COMISSÃO ORGANIZADORA

Presidente

António Gomes Correia (SPG, U. do Minho)

Vice-Presidente

Vicente Cuéllar Mirasol (SEMSIG, CEDEX)

Secretários

António José Roque (SPG, LNEC)

Juan Enrique Dapena Garia (SEMSIG, CEDEX)

Vogais

Antonio Soriano Peña (U. P. de Madrid)

César Sagaseta Millán (U. de Cantábria)

Fernando Pardo de Santayana (LNEC)

Joaquim Barreto (Metropolitano de Lisboa)

Luís Nolasco Lamas (LNEC)

Pedro Sola Casado (AETESS)

COMISSÃO TÉCNICA

Presidente

Carlos Alberto de Brito Pina (LNEC)

Vogais

António Silva Cardoso (FEUP)

Carlos S. Oteo Mazo (U. de La Coruña)

José Maria Rodríguez Ortiz (U. P. Madrid)

Luís Manuel Ribeiro e Sousa (LNEC)

SECRETARIADO

Catarina Luís (SPG)

Teresa Fonseca (LNEC)

José Anacleto (LNEC)

COMISSÃO DE REVISÃO

António Silva Cardoso, António Silva Gomes, António Veiga Pinto, António Viana da Fonseca, Emanuel Maranha das Neves, Fernando Pardo de Santayana, João Maranha, João Marcelino, João Paulo Bilé Serra, Joaquim Barreto, Jorge Almeida e Sousa, José Mateus de Brito, José Muralha, José Vieira de Lemos, Laura Caldeira, Luís Leal Lemos, Luís Nolasco Lamas, Luís Ribeiro e Sousa, Lurdes Lopes, Manuel Matos Fernandes e Rui Correia.

ÍNDICE

CONFERÊNCIAS

Dimensionamiento frente a Estado Límite Último usando métodos numéricos <i>C. Sagaseta & A. Da Costa</i>	3
Exemplos de verificação da segurança de obras geotécnicas de acordo com o Eurocódigo EC7 - Parte 1 <i>José Mateus de Brito & Gonçalo Tavares</i>	13
Metodologias de análise de risco. Aplicações em geotecnia <i>Laura Caldeira</i>	31

COMUNICAÇÕES

Tema 1 – Risco geotécnico e avaliação da segurança

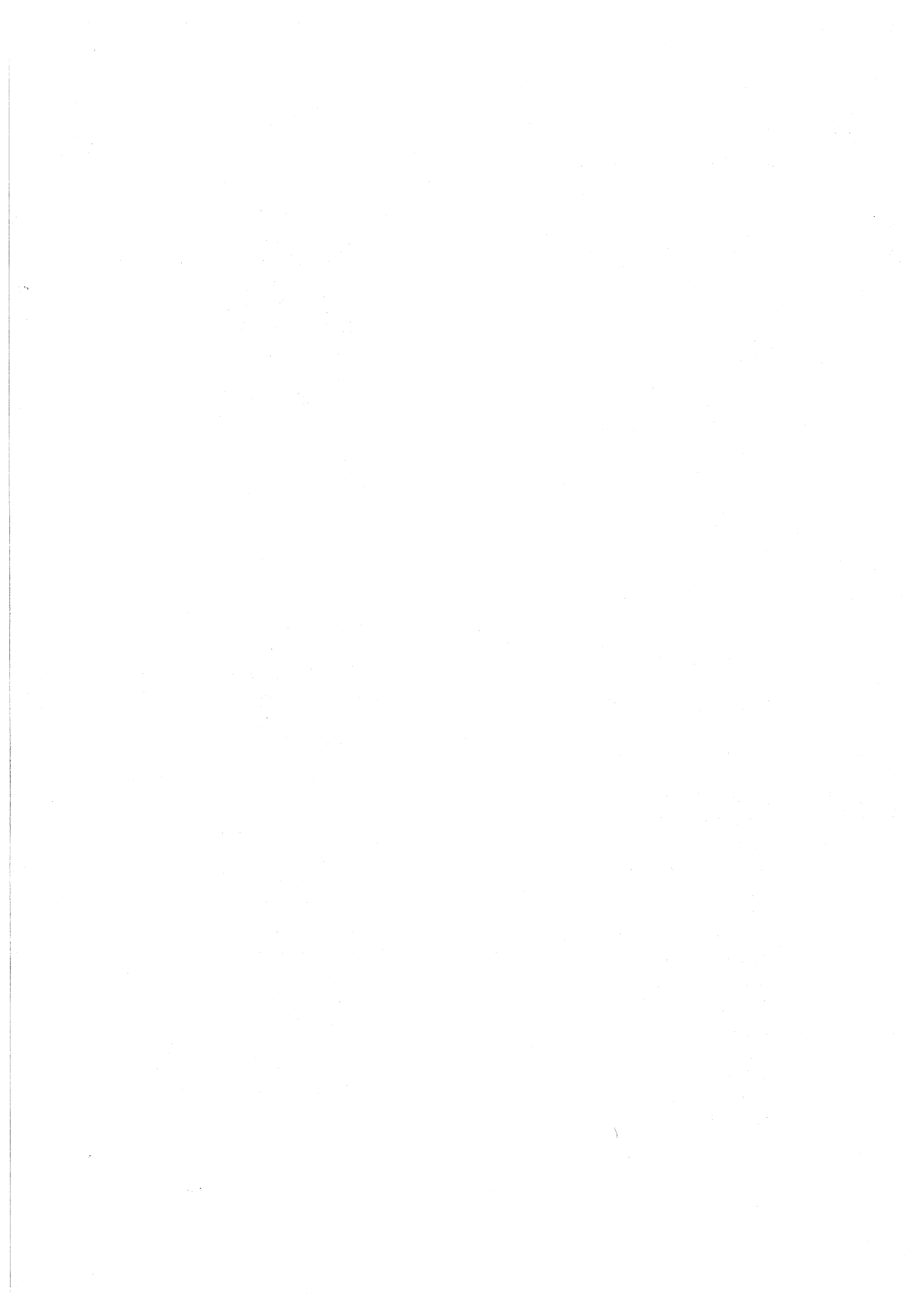
Avaliação preliminar da segurança estrutural de uma lixeira de resíduos sólidos urbanos <i>F. Pardo de Santayana & A. J. Roque</i>	59
Tratamiento perimetral con inyecciones armadas para excavación para parking subterráneo en Sevilla (España) <i>Fernando da Casa Martín, Ernesto Echeverría Valiente, Flavio Celis D'Amico & Andrés García Bodega</i>	69
El factor de seguridad frente a deslizamientos de grandes taludes rocosos y el criterio de rotura de Hoek-Brown <i>Fernando Puell Marín</i>	79
Casos prácticos de aplicación del método de los elementos finitos en la reducción del riesgo geotécnico <i>Ignacio Zuloaga Fábrega</i>	87
Comportamento e estabilização da escavação de um talude natural <i>João Barradas</i>	93
Avaliação e controlo da segurança em obras geotécnicas. Novas Ferramentas o i-SIM e o i-GEO. <i>José António Amaral, Jorge Santos, Pedro Lopes & José Luís Machado Vale</i>	101
Geodetect: El primer geosintético "inteligente" para la medición de deformaciones en el suelo y el seguimiento de estructuras de tierra reforzadas <i>José Luis Cuenca Lorenzo</i>	107
Modus operandi no controlo do risco geotécnico. Alguns casos práticos <i>José Luís Machado Vale, Pedro Lopes, José António Amaral & Jorge Santos</i>	115
Variabilidade da resistência de descontinuidades rochosas e sua implicação na segurança <i>José Muralha</i>	123

Cimentaciones profundas en terrenos difíciles. Utilización de micropilotes <i>Leoncio Prieto Tercero</i>	133
El drenaje profundo en la estabilidad de taludes. Aplicación a un caso concreto <i>Leoncio Prieto Tercero</i>	139
Cálculo de la carga de hundimiento de cimentaciones superficiales mediante el método de los elementos finitos y teorías de equilibrio límite <i>M. C. Pousada, J. Estaire, M. Martín & C. Oteo</i>	147
Análise do mecanismo de instabilidade vertical de estruturas de contenção "Tipo Berlim" <i>Nuno M. da Costa Guerra, António Silva Cardoso, Manuel Matos Fernandes & Armando Nunes Antão</i>	153
Evaluación de comportamiento hidráulico y estabilidad en la Presa "El Chihuído" <i>Roberto Terzariol, Pedro Arrúa, Gonzalo Aiassa & Marcelo Zeballos</i>	163
 Tema 2 – Modelação numérica	
Modelação de ensaios triaxiais em corpos de prova reforçados com geogrelhas <i>Ana Cristina C. F. Sieira, Alberto S. F. J. Sayão & Denise M. S. Gerscovich</i>	171
Túnel Rodoviário Caniço-Camacha, Ilha da Madeira. Estudo Geomecânico. <i>Ana Teles de Menezes, Filipa Madureira Varela & L. Ribeiro e Sousa</i>	179
Análise do comportamento sísmico de estruturas flexíveis multi-apoiadas utilizando modelos viscoelásticos <i>António Carlos Ambrósio, Jaime Alberto dos Santos & José Mateus de Brito</i>	191
Uma abordagem à modelação de solos não saturados <i>Arézou Modaressi, A. Gomes Correia, A. Antão & Jean-Marie Fleureau</i>	201
Modelización numérica del proceso de excavación de pozos de ventilación <i>J. M^a Rodríguez Ortiz & L. Medina Rodríguez</i>	209
Modelação tridimensional da localização da deformação no ensaio de compressão triaxial convencional drenado <i>J. R. Maranhã & Ana Vieira</i>	217
Análisis tridimensional por elementos finitos de pantallas ancladas al terreno. Aplicación al fallo de un anclaje <i>José L. Arcos, Ana González & Santiago Uriel</i>	225
Modelización de movimientos en taludes y terraplenes del Canal Genil-Cabra, para estudio de soluciones de estabilización <i>Juan Francisco Coloma, José L. Arcos & Luis Carlos Antón</i>	235
Problemas da construção, modelação da estabilidade da frente de escavação e avaliação de assentamentos à superfície de túneis pouco profundos <i>Júlio Barreiros Martins</i>	241
Fenómenos de consolidación secundaria en arcillas blandas de la ría de Bilbao y su modelización <i>L. Medina Rodríguez & J. M^a Rodríguez Ortiz</i>	251

Cálculo de las presiones impulsivas ejercidas por el oleaje sobre un dique vertical y su implementación en un código de elementos finitos <i>M. Martín, P. De la Fuente, M. C. Pousada & C. Oteo</i>	259
Efeito da permeabilidade relativa solo/suporte no comportamento diferido de um túnel superficial <i>Mafalda Lopes Laranjo, Jorge Almeida e Sousa & Paulo Venda Oliveira</i>	269
Modelización numérica retrospectiva de la rotura de un terraplén de prueba y del comportamiento de distintas soluciones de mejora de un relleno portuario en la Dársena Sur del Puerto de Valencia <i>Marcelo Burgos Teruel & Francisco Samper Urbano</i>	277
Representação em modelos numéricos da rede de drenagem de fundações de barragens de betão <i>Maria Luísa Braga Farinha & José Vieira de Lemos</i>	285
Modelação numérica do comportamento do circuito hidráulico de Venda Nova II. Descrição do modelo <i>Noemí Schclar Leitão, Luís Nolasco Lamas & Carlos Esteves</i>	295
Análise geomecânica da Estação do Marquês do Metro do Porto <i>P. Ferreira, J. Quelhas, Eduardo Fernandes, Henrique Almeida, L. Ribeiro e Sousa & Rui Calçada</i>	303
Aplicación de un modelo de I-S-E a pórticos de edificación considerando la evolución de asientos y esfuerzos con el tiempo <i>P. R. Monteverde</i>	311
Modelação e análise do comportamento estrutural da Estação Faria Guimarães <i>Paulo Ferreira, Pedro Almeida Salgado, Tiago Almeida Fernandes & L. Ribeiro e Sousa</i>	321
Avaliação numérica do desenvolvimento do processo de consolidação de solos moles associado à utilização de geodrenos <i>Pedro Guedes de Melo</i>	333
Estudo sísmico de túneis – O modelo de análise estática equivalente <i>R. Resende & J. Vieira de Lemos</i>	343
Modelación numérica de columnas de jet-grouting: Determinación de la "columna equivalente" <i>Silmara C. De Assis e Silva, Carlos S. Oteo & Pablo De La Fuente Martín</i>	351
 Tema 3 – Eurocódigo geotécnico	
Comparación del dimensionamiento de cimentaciones aplicando el eurocódigo EC7 y las normativas españolas <i>Áurea Perucho & José Estaire</i>	359
Aplicação do Eurocódigo 7 (EN1997-1) ao dimensionamento de fundações superficiais <i>João Candeias Portugal</i>	369
Capacidade de carga de fundações superficiais. Dimensionamento de acordo com as <i>João P. Bilé Serra & Laura Caldeira</i>	377

ÍNDICE DE AUTORES

- Aiassa, G. 163
Almeida, H. 303
Almeida e Sousa, J. 269
Amaral, J.A. 101, 115
Ambrósio, A.C. 191
Antão, A.N. 153, 201
Antón, L.C. 235
Arcos, J.L. 225, 235
Arrúa, P. 163
Assis e Silva, S.C. de 351
Barradas, J. 93
Barreiros Martins, J. 241
Bilé Serra, J.P. 377
Burgos, M. 277
Calçada, R. 303
Caldeira, L. 31, 377
Casa, F. 69
Celis, F. 69
Coloma, J.F. 235
Cuenca, J.L. 107
Da Costa, A. 3
De la Fuente, P. 259, 351
Echeverría, E. 69
Estaire, J. 147, 359
Esteves, C. 295
Farinha, M.L.B. 285
Fernandes, E. 303
Fernandes, T.A. 321
Ferreira, P. 303, 321
Fleureau, J.-M. 201
García, A. 69
Gerscovich, D.M.S. 171
Gomes Correia, A. 201
González, A. 225
Guerra, N.M. da C. 153
Lamas, L.N. 295
Laranjo, M.L. 269
Leitão, N.S. 295
Lopes, P. 101, 115
Machado Vale, J.L. 101, 115
Maranha, J.R. 217
Martín, M. 259
Mateus de Brito, J. 13, 191
Matos Fernandes, M. 153
Medina, L. 209, 251
Melo, P.G. de 333
Menezes, A.T. de 179
Modaressi, A. 201
Monteverde, P.R. 311
Muralha, J. 123
Oliveira, P.V. 269
Oteo, C. 147, 259, 351
Pardo de Santayana, F. 59
Perucho, A. 359
Portugal, J.C. 369
Pousada, M.C. 147, 259
Puell, F. 79
Quelhas, J. 303
Resende, R. 343
Ribeiro e Sousa, L. 179, 303, 321
Rodríguez Ortiz, J.M^a 209, 251
Roque, A.J. 59
Sagaseta, C. 3
Salgado, P.A. 321
Samper, F. 277
Santos, J. 101, 115
Santos, J.A. 191
Sayão, A.S.F.J. 171
Sieira, A.C.C.F. 171
Silva Cardoso, A. 153
Tavares, G. 13
Tercero, L.P. 133, 139
Terzariol, R. 163
Uriel, S. 225
Varela, F.M. 179
Vieira, A. 217
Vieira de Lemos, J. 285, 343
Zaballos, M. 163
Zuloaga, I. 87



APLICAÇÃO DO EUROCÓDIGO 7 (EN1997-1) AO DIMENSIONAMENTO DE FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS

João Candeias Portugal , Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa, Portugal, portugal@lnec.pt

RESUMO

A Norma Europeia EN 1997-1:2004 introduz alterações significativas na abordagem ao dimensionamento geotécnico por meio de cálculos, quando comparada com a versão anterior ENV 1997-1:1994, cujo estatuto foi de Pré-Norma. São preconizadas 3 abordagens de cálculo distintas quando se recorre a cálculos, fazendo variar os coeficientes parciais de majoração das acções, de minoração das propriedades dos terrenos e/ou de minoração das resistências dos terrenos. Quer os valores dos coeficientes parciais de segurança, 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 geotécnico ficam portanto dependentes não só da valoração nacional dos coeficientes parciais de segurança, como também da abordagem adoptada. Na comunicação aplicam-se as três abordagens da Norma ao caso do dimensionamento de fundações superficiais, comparando-as com o critério tradicional utilizado em Portugal.

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 desigualdade:

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

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 de minoração.

Para o cômputo dos valores de cálculo do efeito das acções (Ed) podem ser aplicados coeficientes parciais de majoração, quer às acções propriamente ditas (γ_F), quer aos respectivos efeitos (γ_E), isto é:

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

ou,

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

em que,

a_d - são valores de cálculo dos dados geométricos da estrutura.

Para o cômputo dos valores de cálculo da resistência às acções (Rd) podem ser aplicados coeficientes parciais de minoração, 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 2 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 do dimensionamento 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 para:

Acções estruturais - Combinação: A1 "+" M2 "+" R3

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 6 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	Desfav.	1,35	1,00
	Favorável	1,00	1,00
Variável	Desfav.	1,50	1,30
	Favorável	0,00	0,00

Quadro 2: Conjunto M - Coeficientes parciais de minoração das propriedades dos terrenos (γ_M)

Propriedade	Símbolo	Conjunto M	
		M1	M2
Ângulo de atrito ¹	γ_ϕ	1,00	1,25
Coesão efectiva	γ_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 a 6, apresentam-se os respectivos valores apenas para os casos de: fundações superficiais (Quadro 3), ancoragens (Quadro 4), estruturas de suporte (Quadro 5) e taludes (Quadro 6).

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	$\gamma_{R,v}$	1,00	1,40	1,00
Deslizamento	$\gamma_{R,h}$	1,00	1,10	1,00

Quadro 4: Conjunto R - Coeficientes parciais de minoração da resistência dos terrenos para Ancoragens (γ_R)

Resistência	Símbolo	Conjunto R (Ancoragens)			
		R1	R2	R3	R4
Temporária	$\gamma_{a,t}$	1,10	1,10	1,00	1,10
Permanente	$\gamma_{a,p}$	1,10	1,10	1,00	1,10

Quadro 5: Conjunto R - Coeficientes parciais de minoração da resistência dos terrenos para Estruturas de Suporte (γ_R)

Resistência	Símbolo	Conjunto R (Estruturas de suporte)		
		R1	R2	R3
Carga vertical	$\gamma_{R,v}$	1,00	1,40	1,00
Deslizamento	$\gamma_{R,h}$	1,00	1,10	1,00
Passiva	$\gamma_{R,e}$	1,00	1,40	1,00

Quadro 6: Conjunto R - Coeficientes parciais de minoração da resistência dos terrenos para Taludes (γ_R)

Resistência	Símbolo	Conjunto R (Taludes)		
		R1	R2	R3
Terras	$\gamma_{R,e}$	1,00	1,10	1,00

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 EN1997-1:2004. Refere-se apenas a formulação em condições drenadas, por ser a mais utilizada nas aplicações práticas correntes. 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).

2.2 Formulação de capacidade resistente

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 condições não drenadas tem-se:

$$R/A' = 0,5 \gamma^* B' N_\gamma b_\gamma s_\gamma i_\gamma + c' N_c bc sc ic + q' N_q bq sq iq \quad (6)$$

em que,

R - é a força vertical resistente do terreno de fundação,

B' - é a largura efectiva da sapata,

L' - é o comprimento efectivo da sapata,

A' - é a área efectiva da sapata ($A'=B' L'$),

γ^* - é o peso volúmico efectivo do terreno abaixo do plano de fundação,

N_γ , N_c , N_q - são factores de capacidade resistente,

b_γ , bc , bq - são factores adimensionais de inclinação da base sapata,

s_γ , sc , sq - são factores adimensionais de forma da sapata,

i_γ , ic , iq - são factores adimensionais de inclinação do carregamento,

c' - é a coesão efectiva do terreno,

q' - é a tensão efectiva ao nível do plano de fundação.

Sendo B e L, respectivamente a largura e o comprimento da sapata, tem-se:

$$B' = B - 2e_B \quad (7)$$

$$e_B = \frac{M_B}{V} \quad (8)$$

$$L' = L - 2e_L \quad (9)$$

$$e_L = \frac{M_L}{V} \quad (10)$$

sendo,

M_B - o momento flector na direcção da largura B,

V - a força vertical aplicada ao nível da base da sapata,

M_L - o momento flector na direcção do comprimento L.

Os factores de capacidade resistente são:

$$N_q = e^{\pi \tan \phi'} \tan^2 \left(45 + \frac{\phi'}{2} \right) \quad (11)$$

$$N_\gamma = 2 (N_q - 1) \tan \phi' \quad (12)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cotg \phi' \quad (13)$$

com,

ϕ' - ângulo de atrito efectivo do terreno abaixo do plano de fundação.

Os factores correctivos da inclinação da base da fundação são:

$$bq = by = (1 - \alpha \tan \phi')^2 \quad (14)$$

$$bc = bq - \frac{1 - bq}{N_c \tan \phi'} \quad (15)$$

com,

α - ângulo da base da sapata com o plano horizontal.

Os factores correctivos da forma da sapata são:

$$sc = \frac{sq N_q - 1}{N_q - 1} \quad (16)$$

e, para sapatas rectangulares -

$$sq = 1 + \frac{B'}{L'} \sen \phi' \quad (17)$$

$$sy = 1 - 0,3 \frac{B'}{L'} \quad (18)$$

Para sapatas quadradas ou circulares -

$$sq = 1 + \sen \phi' \quad (19)$$

$$s\gamma = 0,7 \quad (20)$$

Os factores correctivos de inclinação do carregamento são:

$$i_q = \left(1 - \frac{H}{V + B'L'c' \cot g\phi'} \right)^m \quad (21)$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{H}{V + B'L'c' \cot g\phi'} \right)^{m+1} \quad (22)$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \tan \phi'} \quad (23)$$

sendo,

H - a força horizontal aplicada ao nível da base da sapata e,

$$m = m_B = \frac{2 + (B'/L')}{1 + (B'/L')}, \quad (24)$$

se H é paralelo a B (H_B).

$$m = m_L = \frac{2 + (L'/B')}{1 + (L'/B')}, \quad (25)$$

se H é paralelo a L (H_L).

$$m = m_\theta = m_B \sin^2 \theta + m_L \cos^2 \theta, \quad (26)$$

se H forma um ângulo θ com a direcção de L.

Para a verificação da segurança ao deslizamento adopta-se:

$$H_d \leq R_{hd} \quad (27)$$

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 corrente, a contribuição das terras à frente da sapata vem:

$$R_{hd} = \frac{V_d \tan \delta' d}{\gamma_{R,h}} \quad (28)$$

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 (para sapatas de betão armado betonadas in situ pode-se assumir $\delta'd = \phi'd$).

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) $V_d = V_k$.

2.3 Aplicação da formulação de capacidade resistente

Para efeitos de aplicação da formulação de capacidade resistente considerou-se sempre a aplicação de coeficientes parciais de majoração 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:

$$FS = R/V = 3 \quad (29)$$

A segurança ao deslizamento foi equacionada assumindo um valor mínimo do respectivo factor de segurança igual a 1,5, isto é:

$$FS = \frac{V \tan \delta}{H} = 1,5 \quad (30)$$

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).

Os esforços máximos na base dos pilares (2 fustes) são os indicados no Quadro 7.

Quadro 7: Esforços máximos no topo da sapata (2 fustes)

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

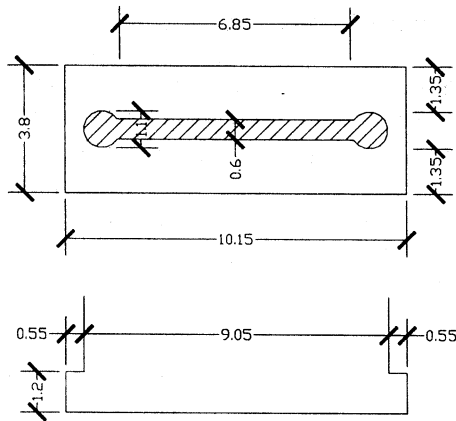


Figura 1. Geometria de referência da sapata de cálculo

Considerou-se a sapata fundada a 2 m de profundidade, num terreno com:

$$\gamma = 20 \text{ kN/m}^3,$$

ϕ' - variável entre 30° e 42° (38° valor real estimado),

$c' = 0$ ou 10 kPa .

Os esforços reduzidos ao nível da base da sapata foram estimados de acordo com:

$$V = V_T + P_T + P_S \quad (31)$$

$$H_B = H_{TB} \quad (32)$$

$$H_L = H_{TL} \quad (33)$$

$$M_B = M_{TB} + h \times H_{TB} \quad (34)$$

$$M_L = M_{TL} + h \times H_{TL} \quad (35)$$

em que,

P_T - é o peso de terras sobre a sapata;

P_S - é o peso da sapata.

Tomou-se (kN):

$$P_T = (2,0 - 1,2) \times (10,15 \times B - 6,0) \times 20 \quad (36)$$

$$P_S = 10,15 \times B \times 1,20 \times 25 \quad (37)$$

Para aferir a influência da metodologia de dimensionamento estudaram-se três situações de cálculo (referidas ao Quadro 7):

C1 - considerando apenas as acções verticais sobre a sapata multiplicadas por um factor de 5 - $5V_T$;

C2 - considerando as acções verticais e os esforços de flexão na direcção transversal (B) - V_T "+" H_{TB} "+" M_{TB} ;

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} .

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 $c' = 0 \text{ kPa}$ ou $c' = 10 \text{ kPa}$. 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.

Nas Figuras 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.

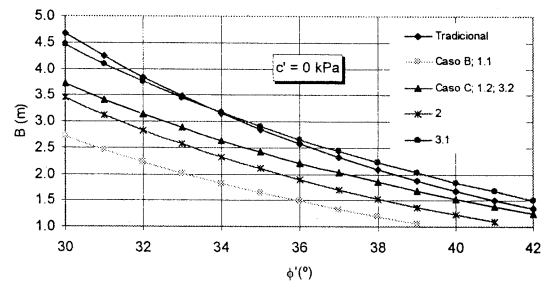


Figura 2. Cálculo C1 ($c' = 0 \text{ kPa}$)

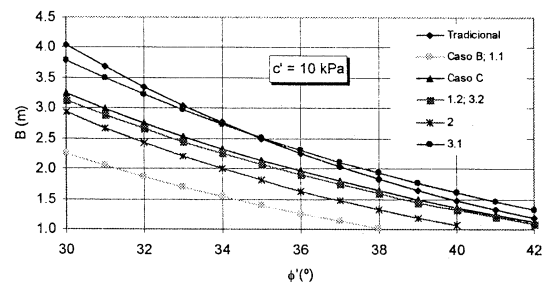


Figura 3. Cálculo C1 ($c' = 10 \text{ kPa}$)

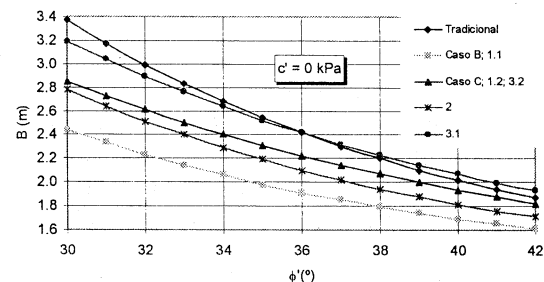


Figura 4. Cálculo C2 ($c' = 0 \text{ kPa}$)

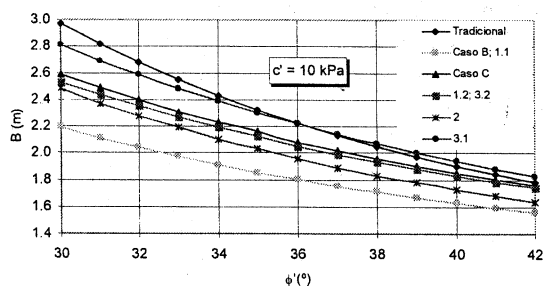


Figura 5. Cálculo C2 ($c' = 10 \text{ kPa}$)

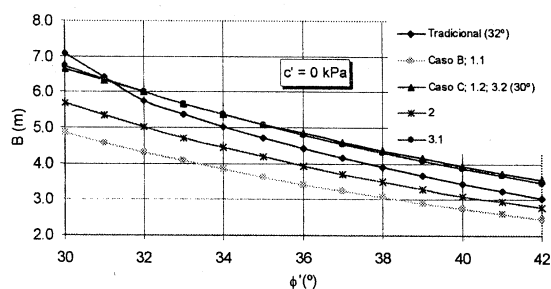


Figura 6. Cálculo C3 ($c' = 0 \text{ kPa}$)

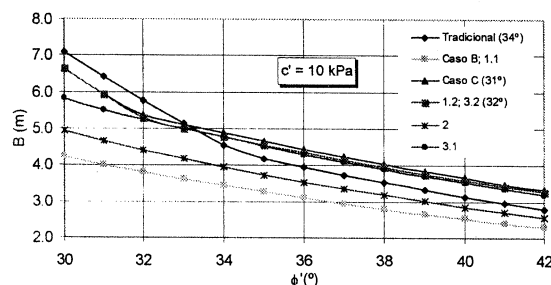


Figura 7. Cálculo C3 ($c' = 10 \text{ kPa}$)

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 as 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 de dimensionamento conduz a resultados bastante próximos dos calculados através de 3.1 (Abordagem 3, acções estruturais). 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 e 3.2, 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, 3.2 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, implicitamente garantida na via tradicional. A combinação 2 fornece, também neste caso, resultados mais favoráveis.

3 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. No entanto, e ao contrário da prática corrente, a verificação da segurança de acordo com a Norma não constitui garantia de segurança a estados limites de utilização, aspecto que se afigura como uma significativa desvantagem do ponto de vista da sua utilização corrente. As incertezas acrescidas à verificação explícita da segurança a estado limite de utilização, introduzem uma complexidade adicional à aplicação do Eurocódigo 7.

Esta conclusão é válida no pressuposto que todas as acções verticais sobre a fundação são assumidas como 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).

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:*

Getechnical 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.

Patrocinadores Especiais



FiberSensing

Tecnasol FGE

Fundações e Geotecnia, SA



Metropolitano de Lisboa



LEMO
Laboratório de Ensaios
de Materiais de Obras. EIM



GEOSOC
GRUPO A. SILVA & SILVA

Patrocinadores Gerais



Apoio

FCT Fundação para a Ciência e a Tecnologia

MINISTÉRIO DA CIÊNCIA, TECNOLOGIA E ENSINO SUPERIOR